



REPÚBLICA DE COLOMBIA
MINISTERIO DE TRANSPORTE
INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS
SUBDIRECCIÓN DE APOYO TÉCNICO

Manual de Drenaje para Carreteras

2009





REPÚBLICA DE COLOMBIA
MINISTERIO DE TRANSPORTE
INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS
SUBDIRECCIÓN DE APOYO TÉCNICO

Manual de Drenaje para Carreteras

D I C I E M B R E D E 2 0 0 9





REPÚBLICA DE COLOMBIA

Álvaro Uribe Vélez
Presidente de la República

Andrés Uriel Gallego Henao
Ministerio de Transporte

Enrique Martínez Arciniegas
Director Nacional – INVIAS

José Gabriel Gachancipá Correa
Secretario General Técnico

Álvaro Manuel Rodríguez Bolívar
Subdirección de Apoyo Técnico

Alfonso Montejo Fonseca
Supervisor de Estudio

Consorcio ALFA

Hugo Alfredo Posso Prado
LG Consultores y Asociados S.A.
Consultor

CONSULTOR CONSORCIO ALFA

Hugo Alfredo Posso Prado

Representante Legal

GRUPO DE TRABAJO

Fernando Sánchez Sabogal

Director de los estudios

Germán Monsalve Sáenz

Asesor Principal en Hidrología e Hidráulica

Juan Andrés Galarza Guzmán

Especialista Hidráulico

Luis Carlos Correa Quintero

Especialista Hidráulico

Juan Carlos Bonilla Cabezas

Especialista Hidráulico

Roberto Vásquez Madero

Especialista Hidráulico

Hugo Alfredo Posso Prado

Especialista en Ingeniería Ambiental aplicada a vías

Víctor Manuel Flórez Gómez

Ingeniero Auxiliar

Germán Durán Antolínez

Dibujante

Gladys Alvarado de Valderrama

Prof. Aseguramiento de calidad

Jorge Andrés Prieto Agudelo

Prof. Aseguramiento de calidad

Yesica Andrea Díaz

Auxiliar de Ingeniería

Viviana Andrea Urquina Alfonso

Secretaria

EDITORES

Jorge Hernán Flórez Gálvez

jhflorezg@gmail.com

Adriana Bolaños Mora

adrianabmora@gmail.com

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES	1 - 1
1.1. Introducción	1 - 1
1.2. Objeto del manual	1 - 1
1.3. Organización del manual	1 - 2
1.4. Fases de los estudios viales	1 - 3
1.5. Alcance de los estudios de hidrología, hidráulica y socavación en función de la fase de estudio	1 - 4
1.6. Uso de programas de cómputo	1 - 11
1.7. Responsabilidad	1 - 12
1.8. Referencias bibliográficas	1 - 12
CAPÍTULO 2. HIDROLOGÍA DE DRENAJE SUPERFICIAL VIAL	2 - 1
2.1. Hoya hidrográfica y características físicas	2 - 1
2.2. Fundamentos de escorrentía superficial en problemas de drenaje vial	2 - 12
2.3. Probabilidad y estadística de valores máximos de precipitación y caudal	2 - 13
2.4. Periodo de retorno de eventos hidrológicos máximos en obras de drenaje vial	2 - 28
2.5. Metodologías para el cálculo de caudales y crecientes máximos instantáneos anuales de crecientes	2 - 32
2.6. Precipitaciones totales de diseño en modelos lluvia - escorrentía	2 - 64
2.7. Precipitaciones efectivas de diseño en modelos lluvia - escorrentía	2 - 80
2.8. Modelo de computador para el cálculo de hidrogramas de creciente	2 - 90
2.9. Referencias bibliográficas	2 - 93
CAPÍTULO 3. DRENAJE DE LA CORONA	3 - 1
3.1. Definición de corona	3 - 1
3.2. Consideraciones generales y criterios básicos	3 - 5
3.3. Criterios para el proyecto del drenaje de la corona	3 - 6
3.4. Consideraciones finales	3 - 33
3.5. Referencias bibliográficas	3 - 35

CAPÍTULO 4. DRENAJE SUPERFICIAL	4 - 1
4.1. Tipos de flujo	4 - 1
4.2. Cunetas	4 - 17
4.3. Zanjas de coronación o contracunetas y zanjas en pie o base de terraplenes	4 - 29
4.4. Alcantarillas	4 - 33
4.5. Puentes	4 - 58
4.6. Obras complementarias	4 - 75
4.7. Información en planos	4 - 97
4.8. Referencias bibliográficas	4 - 99
CAPÍTULO 5. DRENAJE SUBSUPERFICIAL	5 - 1
5.1. Consideraciones generales y principios básicos	5 - 1
5.2. Información requerida para el diseño del drenaje subsuperficial	5 - 20
5.3. Drenaje de la estructura del pavimento	5 - 34
5.4. Control del agua subterránea	5 - 109
5.5. Trabajos geotécnicos específicos	5 - 158
5.6. Referencias bibliográficas	5 - 158
CAPÍTULO 6. SOCAVACIÓN	6 - 1
6.1. Consideraciones generales	6 - 1
6.2. Métodos empleados para estimar la socavación	6 - 3
6.3. Aplicación de software para el cálculo de socavación en puentes	6 - 45
6.4. Socavación en obras menores	6 - 55
6.5. Medidas preventivas y de protección con los procesos de socavación	6 - 56
6.6. Referencias bibliográficas	6 - 69
GLOSARIO DE TÉRMINOS	G - 1

LISTA DE FIGURAS

2.1.	Forma de las distribuciones probabilísticas asimétricas	2 – 15
2.2.	Papel probabilístico de Gumbel	2 – 23
2.3.	Teoría clásica de linealidad. Ancho de base constante	2 – 44
2.4.	Teoría clásica de linealidad. Principio de linealidad	2 – 45
2.5.	Histograma de lluvia efectiva e hidrograma de escorrentía superficial	2 – 46
2.6.	Teoría clásica de la linealidad. Principio de superposición	2 – 47
2.7.	Hidrograma unitario triangular	2 – 51
2.8.	Hidrograma unitario de Snyder	2 – 55
2.9.	Hidrograma unitario adimensional del SCS	2 – 59
2.10.	Curva de masas de precipitación	2 – 66
2.11.	Hietograma de precipitación	2 – 67
2.12.	Curvas típicas intensidad duración frecuencia, IDF	2 - 69
2.13.	Regiones en Colombia para definición de parámetros a, b, c y d	2 - 72
2.14.	Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS; I_a = abstracción inicial, P_e = exceso de precipitación; F_a = abstracción continuada, P = Precipitación total	2 - 81
<hr/>		
3.1.	Sección transversal típica de una carretera con calzadas separadas	3 - 2
3.2.	Sección transversal típica de una carretera pavimentada de calzada única	3 - 3
3.3.	Sección transversal típica de una carretera no pavimentada	3 - 4
3.4.	Alternativa de pendiente transversal en una carretera de dos calzadas	3 - 7
3.5.	Transición de curva horizontal	3 - 10
3.6.	Separador estrecho con dren perforado (caz) en tramos en peralte	3 - 11
3.7.	Parámetros geométricos de la corona	3 - 11
3.8.	Trayectorias del flujo de agua durante una lluvia (Referencia 3.5)	3 - 13
3.9.	Microtextura y macrotextura	3 - 14
3.10.	Escalas de textura de la superficie de un pavimento	3 - 14
3.11.	Definición del espesor de la película de agua, de la profundidad media de textura y del flujo total	3 - 16
3.12.	Definición de la trayectoria del flujo y del plano de diseño	3 - 17
3.13.	Relación entre la velocidad y la distancia de visibilidad con la variación en la intensidad de la lluvia (Referencia 3.9)	3 - 22
3.14.	Relaciones entre el espesor de la lámina de agua y la velocidad a la cual se inicia el hidrolaneo	3 - 25
3.15.	Diferencia de visibilidad en un instante de lluvia cuando se circula sobre una superficie densa y sobre una superficie drenante	3 - 33

4.1.	Esquema de definición de variables	4 - 5
4.2.	Tramo de canal para deducción de los métodos de paso (Referencia 4.33)	4 - 7
4.3.	Características del resalto hidráulico en un canal rectangular horizontal (Referencia 4.33)	4 - 11
4.4.	Verificación geotécnica de una gradería (Referencia 4.26)	4 - 16
4.5.	Área aferente a las cunetas	4 - 18
4.6.	Bordillos de seguridad en cunetas	4 - 19
4.7.	Secciones cunetas típicas y propiedades geométricas (Referencia 4.10)	4 - 20
4.8.	Caja colectora típica	4 - 24
4.9.	Empedrado entregando cunetas a terreno natural	4 - 25
4.10.	Bajantes o aliviós sobre taludes	4 - 25
4.11.	Esquema de paso de cunetas bajo la carretera en vías de tercer orden	4 - 26
4.12.	Detalle de zanja de coronación (Referencia 4.28)	4 - 30
4.13.	Detalle de zanja en el pie del talud (Referencia 4.20)	4 - 31
4.14.	Alternativas para localización en planta de alcantarillas (Referencia 4.19)	4 - 34
4.15.	Elementos típicos de estructura terminal en alcantarillas: cabezote, aletas, solera y dentellón	4 - 36
4.16.	Condiciones de flujo en alcantarillas (Referencia 4.9)	4 - 38
4.17.	Clasificación de alcantarillas según condiciones de entrada para cálculo de H_w con control a la entrada (Referencia 4.19)	4 - 43
4.18.	Alcantarillas circulares de concreto con control a la entrada (Referencia 4.19)	4 - 44
4.19.	Alcantarilla de cajón de concreto con control a la entrada (Referencia 4.19)	4 - 45
4.20.	Remanso generado por un puente que estrecha la sección de la corriente (Referencia 4.14)	4 - 68
4.21.	Ángulos de reposo para material no cohesivo (Referencia 4.5)	4 - 78
4.22.	Fuerza tractiva permisible para materiales no cohesivos (Referencia 4.33)	4 - 78
4.23.	Esquema de definiciones: (a) escalones para $q=19, 23, 30$ y 55° , (b) escalones tomados para $q=5.7, 8.5$ y 11.3° (Referencia 4.22)	4 - 81
4.24.	Refuerzo estructural sugerido para el CPD original (Referencia 4.17)	4 - 86
4.25.	Refuerzo estructural sugerido para el CPD alterno (Referencia 4.17)	4 - 89
4.26.	Canal de Rápidas con Tapa y Columpio. Diseño geométrico y refuerzo estructural sugerido (Referencia 4.17)	4 - 90
4.27.	Bateas típicas. (Fuente: Past—Danida, 2004 – Referencia 4-23)	4 - 92
<hr/>		
5.1.	Puntos de entrada de agua de infiltración en un pavimento	5 - 4
5.2.	Esquema de dren colector longitudinal	5 - 9
5.3.	Esquema de dren interceptor longitudinal usado para cortar la filtración y abatir el nivel freático	5 - 9
5.4.	Ejemplo de empleo simultáneo de drenes longitudinales	5 - 10
5.5.	Instalación múltiple para abatimiento del nivel freático	5 - 10

5.6.	Drenes interceptores transversales en carretera en corte con alineamiento perpendicular al contorno existente (vista de perfil)	5 - 11
5.7.	Drenes horizontales en un corte a media ladera	5 - 12
5.8.	Drenes horizontales	5 - 13
5.9.	Capa permeable de base para drenaje del agua de infiltración	5 - 14
5.10.	Capa permeable para drenaje de agua artesiana	5 - 15
5.11.	Capa permeable en un talud, drenada por un colector longitudinal	5 - 15
5.12.	Capa permeable bajo un terraplén	5 - 16
5.13.	Pozos de alivio combinados con drenes horizontales	5 - 17
5.14.	Sistemas típicos de drenaje en el respaldo de un muro de contención	5 - 18
5.15.	Geodrén usado como dren adyacente a la pared del muro	5 - 19
5.16.	Secciones transversales típicas de algunas carreteras de doble calzada	5 - 22
5.17.	Parámetros geométricos de una base permeable	5 - 23
5.18.	Trayectoria del agua subsuperficial en una base permeable	5 - 23
5.19.	Correlación entre el coeficiente de permeabilidad y la porosidad efectiva (Referencia 5.17)	5 - 32
5.20.	Esquema típico de pavimento con base impermeable	5 - 36
5.21.	Calificación del drenaje interno de un pavimento (Referencia 5.16)	5 - 37
5.22.	Alternativas de sección de pavimento en terraplén con base permeable	5 - 39
5.23.	Aspecto de una base permeable estabilizada con cemento asfáltico	5 - 41
5.24.	Granulometrías típicas y coeficientes de permeabilidad de materiales granulares para bases permeables y filtros	5 - 43
5.25.	Efecto de las características y cantidad de las partículas finas sobre la permeabilidad de un material granular	5 - 45
5.26.	Dren colector longitudinal (dren lateral de base)	5 - 51
5.27.	Dren lateral de base con geodrén	5 - 52
5.28.	Drenes transversales colectores en curva peraltada	5 - 55
5.29.	Disposición de drenes transversales en forma de espina de pez (Vista en planta)	5 - 56
5.30.	Tubería de descarga lateral	5 - 56
5.31.	Tuberías de descarga situadas en ambos extremos del dren lateral	5 - 57
5.32.	Cabezal	5 - 58
5.33.	Tubería de descarga conectada a drenaje de aguas lluvias	5 - 59
5.34.	Análisis y diseño del sistema de drenaje interno del pavimento	5 - 60
5.35.	Ilustración de parámetros de la ecuación 5.21 Esquema en planta	5 - 65
5.36.	Ilustración de parámetros de la ecuación 5.21 Esquema en sección transversal	5 - 65
5.37.	Factores tiempo para el drenaje de una capa saturada	5 - 68
5.38.	Gráfica para determinar la infiltración de agua subterránea (Referencia 5.8)	5 - 71
5.39.	Ejemplo de flujo artesiano hacia una capa permeable	5 - 74
5.40.	Flujo vertical hacia una capa subyacente de muy alta permeabilidad	5 - 76

5.41.	Gráfica para estimar el flujo vertical desde un pavimento hacia una capa de alta permeabilidad, a través de la subrasante	5 - 78
5.42.	Flujo vertical y lateral hacia un terraplén y su cimientó	5 - 79
5.43.	Gráfica para estimar el flujo vertical y lateral de un pavimento a través del terraplén y el cimientó	5 - 80
5.44.	Descarga de la base permeable	5 - 85
5.45.	Gráfica para estimar la máxima profundidad del flujo	5 - 88
5.46.	Ubicación posible de la base permeable	5 - 92
5.47.	Descarga en el dren lateral basada en la tasa de descarga de la infiltración en el pavimento	5 - 96
5.48.	Drenes longitudinales simétricos para abatir el nivel freático	5 - 110
5.49.	Ejemplo de una red de flujo	5 - 111
5.50.	Flujo hacia el talud y la cama del corte	5 - 112
5.51.	Esquema típico de un dren interceptor longitudinal en un talud	5 - 113
5.52.	Esquema típico de un geodrén en una zanja	5 - 115
5.53.	Flujo hacia un dren interceptor longitudinal	5 - 116
5.54.	Radio de influencia	5 - 117
5.55.	Gráfica para determinar la tasa de flujo en drenes interceptores	5 - 118
5.56.	Gráfica para determinar el abatimiento del nivel freático por un dren interceptor	5 - 119
5.57.	Dimensiones y detalles de la red de flujo	5 - 121
5.58.	Instalación múltiple de drenes interceptores	5 - 123
5.59.	Dimensiones para el ejemplo	5 - 125
5.60.	Dimensiones y detalles de la red de flujo	5 - 126
5.61.	División de un problema de abatimiento con drenes simétricos en dos fragmentos	5 - 127
5.62.	Superficies de agua libre basadas en la modificación de Gilboy a la teoría de Dupuit	5 - 128
5.63.	Gráfica para determinar la rata de flujo en drenes simétricos	5 - 129
5.64.	Gráfica para determinar la máxima altura de agua libre entre drenes simétricos	5 - 130
5.65.	Dimensiones, detalles y red de flujo del ejemplo	5 - 133
5.66.	Relación entre el CBR y la succión de los suelos finos para diferentes plasticidades	5 - 137
5.67.	Algunos tipos de drenes horizontales de tubería	5 - 141
5.68.	Disposición de drenes horizontales en abanico y en paralelo	5 - 144
5.69.	Aumento en el factor de seguridad vs elevación de los drenes	5 - 147
5.70.	Aumento en el factor de seguridad vs longitud de los drenes	5 - 148
5.71.	Aumento en el factor de seguridad vs separación entre drenes	5 - 148
5.72.	Capa impermeable sobre el relleno de un muro de contención	5 - 149
5.73.	Efecto de la localización del dren sobre el exceso de la presión hidrostática en el plano potencial de falla	5 - 150

5.74.	Método de la línea de filtración para presiones de agua	5 - 151
5.75.	Trayectoria de filtración para un muro con llave	5 - 152
5.76.	Diagrama de subpresión con la cortina	5 - 153
5.77.	Factor de forma de la red de flujo en torno a un tubo perforado o ranurado	5 - 157
5.78.	Gasto en un pozo de alivio	5 - 157

6.1.	Socavación General – Definición de variables. (Referencia 6.5)	6 - 6
6.2.	Cálculo del ancho efectivo “Be” en puentes (Referencia 6.6)	6 - 10
6.3.	Definición de variables. Método de Maza Álvarez – Echavarría Alfaro. (Referencia 6.7)	6 - 13
6.4.	Pontón sobre la quebrada Vanegas, localizado en la abscisa k1+230 de la vía que conduce del Municipio de Ginebra al Corregimiento de la Floresta en el Departamento del Valle.	6 - 19
6.5.	Tipos de contracción. (Referencia 6.2)	6 - 20
6.6.	Velocidad de caída (ω) para partículas de arena. (Referencia 6.2)	6 - 22
6.7.	Pontón colapsado sobre la quebrada La Lucha por socavación local de uno de los estribos, en la vía que comunica el Municipio de Leiva con la Vereda Martín Pérez en el Departamento de Nariño.	6 - 24
6.8.	Formas típicas de pilas. (Referencia 6.2)	6 - 27
6.9.	Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa. (Referencia 6.5)	6 - 30
6.10.	Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente. (Referencia 6.5)	6 - 32
6.11.	Socavación al pie de pilas rectangulares. (Referencia 6.6)	6 - 35
6.12.	Socavación al pie de pilas circulares. (Referencia 6.6)	6 - 36
6.13.	Socavación al pie de pilas con extremos redondeados. (Referencia 6.6)	6 - 37
6.14.	Patrones de flujo en un estribo.	6 - 38
6.15.	Forma de los estribos. (Referencia 6.2)	6 - 40
6.16.	Factor de corrección K2 por orientación del estribo.	6 - 42
6.17.	Método de Artamanov. Interceptación de flujo por los estribos dentro del canal	6 - 44
6.18.	Colocación de espigones cortos direccionales antes del primer espolón de diseño	6 - 63
6.19.	Localización de espigones en planta	6 - 64
6.20.	Método para determinar el espaciamiento entre espigones en orillas curvas	6 - 67
6.21.	Orientación de espigones con respecto al flujo	6 - 68

LISTA DE TABLAS

1.1.	Programas de cómputo relacionados	1 - 11
<hr/>		
2.1.	Valores del factor de rugosidad “n” para la ecuación de Hathaway	2 - 5
2.2.	Velocidad promedio del agua en función de la pendiente del cauce	2 - 9
2.3.	Valores percentiles para la distribución Chi – Cuadrado con v grados de libertad	2 - 19
2.4.	Valores de cuantiles superiores de la distribución estadística de Kolmogorov Smirnov (Referencia 2.8)	2 – 20
2.5.	Distribución Gumbel. Valores de Yn y Sn (Referencia 2.9)	2 - 22
2.6.	Valores de KT para coeficientes de asimetría positivos. Distribución log Pearson tipo III (Referencia 2.9)	2 - 29
2.7.	Valores de KT para coeficientes de asimetría negativos. Distribución log Pearson tipo III (Referencia 2.9)	2 - 30
2.8.	Periodos de retorno de diseño en obras de drenaje vial	2 - 31
2.9.	Valores del coeficiente de escorrentía en áreas urbanas (Referencia 2.9)	2 - 39
2.10.	Valores del coeficiente de escorrentía en áreas rurales	2 - 40
2.11.	Ordenadas del hidrograma unitario adimensional del SCS	2 - 60
2.12.	Valores de los coeficientes a, b, c y d para el cálculo de las curvas intensidad-duración-frecuencia, IDF, para Colombia	2 - 71
2.13.	Precipitación acumulada para tres niveles de condición de humedad antecedente	2 - 85
2.14.	Número de curva de escorrentía para áreas urbanas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e $I_a=0.2S$	2 - 86
2.15.	Número de curva de escorrentía para tierras agrícolas cultivadas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e $I_a=0.2S$	2 - 87
2.16.	Número de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e $I_a=0.2S$	2 - 88
2.17.	Números de curva CN para condiciones de humedad antecedente tipos I y III	2 - 89
<hr/>		
3.1.	Pendiente transversal recomendada	3 - 9
3.2.	Efecto de la pendiente longitudinal sobre la trayectoria de flujo y el espesor de la película de agua	3 - 20
3.3.	Intensidad máxima de lluvia que garantiza una buena visibilidad de parada para diferentes velocidades de operación vehicular	3 - 22
3.4.	Viscosidad cinemática del agua en función de la temperatura	3 - 31
<hr/>		
4.1.	Coeficientes de contracción y de expansión (Referencia 4.30)	4 - 9
4.2.	Velocidades máximas permisibles en canales artificiales (Referencia 4.6)	4 - 14

4.3.	Coeficientes de regresión de la ecuación 4.24 (Referencia 4.9)	4 - 42
4.4.	Expresiones para el cálculo de las pérdidas por fricción	4 - 47
4.5.	Coeficiente de pérdidas a la entrada (Referencia 4.19)	4 - 48
4.6.	Valores para el cálculo de la rugosidad mediante el método de Cowan (Referencia 4.33)	4 - 63
4.7.	Valores del coeficiente de rugosidad n	4 - 65
4.8.	Taludes recomendados para canales (Referencia 4.7)	4 - 75
4.9.	Velocidades y fuerza tractiva máximas permisibles (Referencia 4.19)	4 - 76
4.10.	Factor de corrección por sinuosidad según Lacey (Referencia 4.33)	4 - 79

5.1.	Valores k obtenidos con las ecuaciones de Moulton y del TRL	5 - 29
5.2.	Relación aproximada entre la clasificación unificada y la permeabilidad (Referencia 5.15)	5 - 29
5.3.	Porcentajes estimados de agua que puede ser drenada por gravedad en materiales granulares saturados	5 - 30
5.4.	Coeficiente de permeabilidad aproximado para materiales gravo arenosos (Referencia 5.20)	5 - 36
5.5.	Granulometrías típicas para bases permeables no estabilizadas	5 - 41
5.6.	Granulometrías AASHTO No. 57 y No. 67 para bases permeables estabilizadas	5 - 42
5.7.	Diámetro efectivo y coeficiente de uniformidad de y estabilizadas	5 - 42
5.8.	Criterios para la capa granular separadora	5 - 46
5.9.	Calificación del drenaje de una base permeable a partir del tiempo que tarda en drenar el 50% del agua drenable	5 - 67
5.10.	Guía para el uso de las ecuaciones [5.30] a [5.33]	5 - 84
5.11.	Clasificación del drenaje según el factor de drenaje	5 - 137
5.12.	Configuraciones de ranuras	5 - 145

6.1.	Factor de corrección por contracción del cauce μ (Referencia 6.5)	6 - 9
6.2.	Factor de corrección por forma de la pila (K_1)	6 - 27
6.3.	Factor de corrección por ángulo de ataque de la corriente (K_2)	6 - 28
6.4.	Factor de corrección por la forma del lecho (K_3)	6 - 28
6.5.	Coeficientes de corrección que depende de la forma de la pila.	6 - 31
6.6.	Factor de corrección f_c	6 - 33
6.7.	Factor de corrección por forma de los estribos	6 - 40
6.8.	Coeficiente de corrección para el cálculo de socavación en estribos y espigones según Artamanov.	6 - 44
6.9.	Medidas para prevenir la socavación en puentes de acuerdo al tipo de socavación (Adaptado de la Referencia 6.7)	6 - 60
6.10.	Separación de espigones en tramos rectos	6 - 66

INTRODUCCIÓN

Dando continuidad al programa de revisión, actualización y complementación de sus normas y manuales técnicos, el Instituto Nacional de Vías ha elaborado, a través del Contrato No. 2059 de 2009, el presente **“MANUAL PARA HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA CON APLICACIÓN EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS TÍPICAS PARA EL DRENAJE Y SUBDRENAJE DE CARRETERAS”** que, para facilidad en su identificación cotidiana, se ha titulado simplemente como **“MANUAL DE DRENAJE PARA CARRETERAS”**.

El propósito del manual es proveer guías para el planeamiento y el diseño de los dispositivos hidráulicos relacionados con la infraestructura de transporte terrestre a cargo del Instituto Nacional de Vías. El manual incluye aspectos relacionados con la hidrología, el drenaje superficial y subsuperficial y la socavación, mediante los cuales se pretende contribuir en la generación de una condición de circulación cómoda y segura para los usuarios, así como proteger las carreteras nacionales contra el efecto adverso de las aguas superficiales y subterráneas.

Con el fin de conservar la coherencia en los estudios y diseños a cargo del Instituto, el manual deberá ser utilizado en concomitancia con otros documentos técnicos de la entidad, en especial el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras, el Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en Vías con Medios y Altos Volúmenes de Tránsito, las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, las Normas de Ensayo de Materiales para Carreteras y la Guía de Manejo Ambiental de Proyectos de Infraestructura para el Subsector Vial.

El manual se ha elaborado de manera que resulte de utilidad en cualquiera de las fases de los estudios de carreteras y tratando de que sus capítulos puedan ser empleados de manera independiente aunque, por lo general, resulta necesario combinar la información contenida en ellos. Estructuralmente, el documento está constituido por seis capítulos, cada uno de los cuales se refiere a una categoría básica de los análisis de hidrología e hidráulica vial. A su vez, cada capítulo se encuentra subdividido de acuerdo con los elementos específicos de su objeto.

A lo largo del texto se hace mención de los documentos bibliográficos que han servido de referencia para su elaboración, así como de programas de cómputo suficientemente conocidos y de uso generalmente libre, sobre cuya aplicación se espera que el diseñador se encuentre debidamente capacitado, pues no se incluyen manuales de usuario que ilustren su manejo.

Como ya se indicó, el manual se ha elaborado fundamentalmente como una guía para uso en los análisis hidrológicos e hidráulicos relacionados con la red vial nacional y ha sido redactado para uso por parte de los profesionales vinculados con el diseño, la construcción y el mantenimiento de la infraestructura del drenaje vial. El documento brinda un conocimiento básico de la hidrología y la hidráulica vial y se encuentra ilustrado con numerosos ejemplos. No obstante, no provee guías en relación con la solución de problemas hidrológicos e hidráulicos complejos ni, por supuesto, pretende sustituir la experiencia, el entrenamiento formal o el buen juicio profesional del ingeniero.

El Instituto Nacional de Vías reconoce las dificultades que se presentan para definir o predecir las dinámicas propias de la naturaleza. Existe un sinnúmero de métodos de análisis disponibles y, por ello, en el manual se suele recomendar el empleo de tantos como el diseñador considere apropiados para la solución de un determinado problema. Además de ello, el Instituto requiere que todos los diseños de drenaje que se elaboren para la red vial nacional consideren de manera adecuada los aspectos económicos, ambientales y estéticos del proyecto en el cual se realizan.

El rápido desarrollo de la tecnología en los campos de la hidrología y de la hidráulica hará necesaria la revisión periódica del documento y, en ese orden de ideas, el Instituto Nacional de Vías agradece a todos los usuarios del manual su colaboración para la permanente actualización y el perfeccionamiento de su contenido, mediante el envío de todos los comentarios, sugerencias y críticas que consideren necesarios.

Aspectos Generales

1

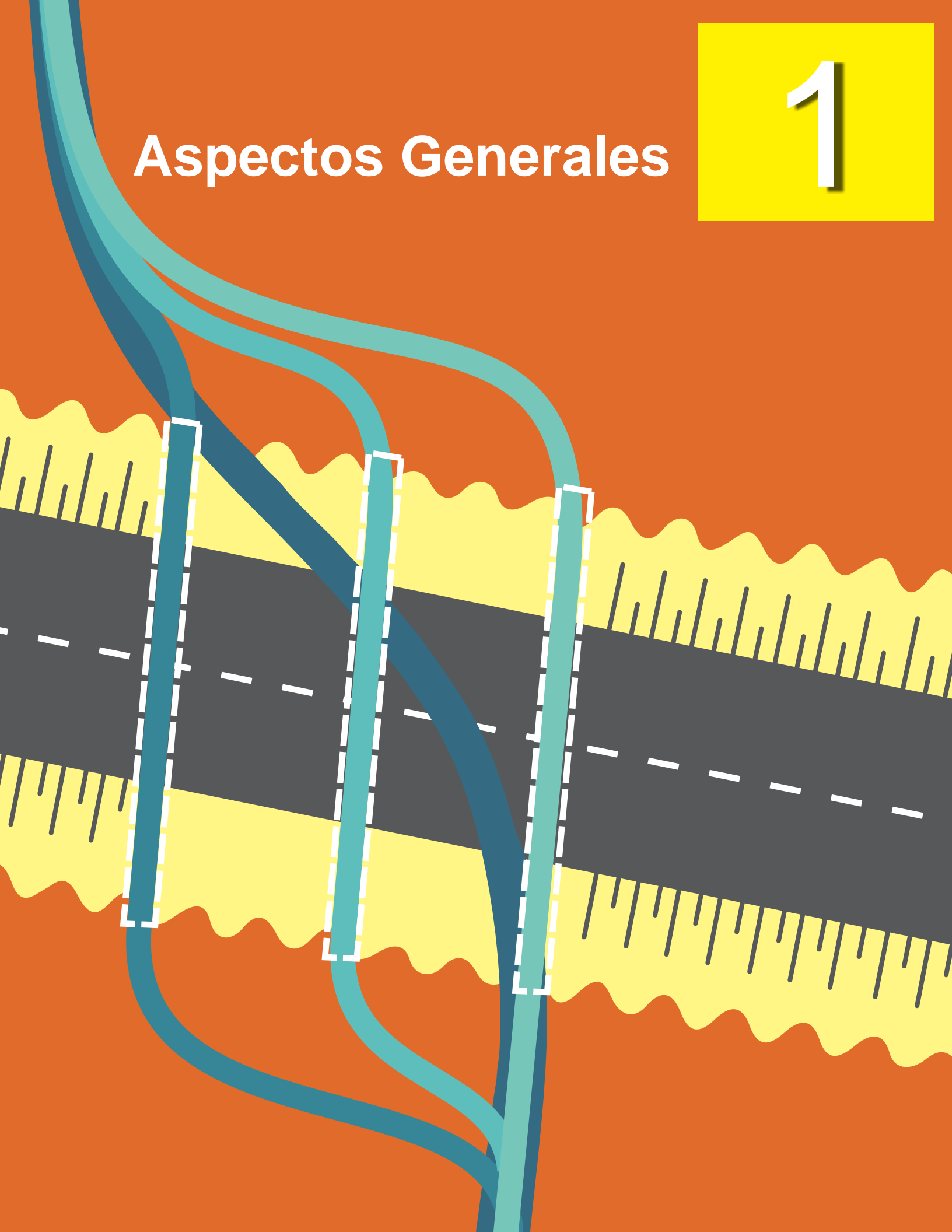


TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES	1 - 1
1.1. INTRODUCCIÓN	1 - 1
1.2. OBJETO DEL MANUAL	1 - 1
1.3. ORGANIZACIÓN DEL MANUAL	1 - 2
1.4. FASES DE LOS ESTUDIOS VIALES	1 - 3
1.4.1. Fase 1. Pre – factibilidad	1 - 3
1.4.2. Fase 2. Factibilidad	1 - 4
1.4.3. Fase 3. Diseños definitivos	1 - 4
1.5. ALCANCE DE LOS ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN EN FUNCIÓN DE LA FASE DE ESTUDIO	1 - 4
1.5.1. Actividades de la Fase 1. Pre – factibilidad	1 - 4
1.5.2. Actividades de la Fase 2. Factibilidad	1 - 6
1.5.3. Actividades de la Fase 3. Diseños definitivos	1 - 7
1.6. USO DE PROGRAMAS DE CÓMPUTO	1 - 11
1.7. RESPONSABILIDAD	1 - 12
1.8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	1 - 12

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

Colombia es uno de los países más húmedos del planeta, con una gran riqueza hídrica reflejada en el régimen de lluvias de tipo bimodal y/o unimodal. Los promedios de precipitación superiores a 2000 mm/año casi en la totalidad de su territorio, lo llevan a ocupar el cuarto lugar en el mundo en cuanto a disponibilidad de agua después de Rusia, Canadá y Brasil (ver Referencia 1.1). Esta condición implica que las carreteras se encuentren sometidas de manera frecuente a la acción del agua lluvia y que deban atravesar o bordear numerosos cursos de agua. Así mismo, dada la distribución de la población en el país, buena parte de la red vial nacional transcurre en terrenos montañosos, donde el agua subterránea afecta con frecuencia la estabilidad de los taludes y debilita los suelos que soportan los pavimentos. Esta combinación de circunstancias hace especialmente necesarios el diseño y la construcción de sistemas de drenaje de cuya eficacia dependerá, en buena medida, la calidad de la operación vial y la vida útil de las carreteras nacionales.

1.2. OBJETO DEL MANUAL

Este Manual ha sido concebido como una guía para uso en el análisis hidrológico de las cuencas y áreas aferentes al corredor vial y en el diseño hidráulico de las estructuras componentes del sistema de drenaje superficial y subsuperficial. Su intención es suministrar una base para uniformizar la práctica de diseño para el drenaje típico de las carreteras nacionales.

En tal sentido, pretende sintetizar de modo armónico con el Manual Diseño Geométrico de carreteras (Referencia 1.2), con los manuales de diseño de pavimentos y con los demás documentos técnicos del Instituto Nacional de Vías, los criterios y métodos a ser considerados en un estudio de hidrología, hidráulica y socavación para un proyecto vial, de manera de brindar condiciones seguras de circulación y proteger las carreteras contra los efectos adversos del agua superficial y subsuperficial.

Los criterios consignados en este Manual comprenden una síntesis de teorías comprobadas y experiencias exitosas obtenidas tanto en Colombia como en otros países. No se pretende, sin embargo, que el documento proporcione guías para resolver todos los problemas asociados con la hidrología e hidráulica vial por cuanto ello es imposible, ni que reemplace la aplicación del conocimiento profesional en el área. Los usuarios del Manual

deberán tener un buen conocimiento de los principios contenidos en él y emplear el mejor juicio profesional en cada caso, teniendo en mente todos los aspectos técnicos, ambientales y estéticos relacionados con el correcto manejo del agua en las carreteras.

Las soluciones que finalmente se planteen, deberán garantizar que las aguas sean conducidas a través, a lo largo o fuera de la carretera de la manera más económica, eficiente y segura, sin producir menoscabos a la misma vía o a las propiedades adyacentes. El proyectista deberá identificar aquellos casos particulares en los que no sea posible ajustarse a los estándares estipulados en este documento, quedando a su discreción y a una justificada sustentación la decisión de cambios en las características del proyecto del sistema de drenaje, siempre y cuando ellos no afecten negativamente la estabilidad de la vía, ni la seguridad y la comodidad de los usuarios y de los vecinos de las carreteras, ni conduzcan a soluciones económicamente irrealizables.

1.3. ORGANIZACIÓN DEL MANUAL

El Manual se ha organizado en seis (6) capítulos y un (1) Glosario, a saber:

- **CAPÍTULO 1 – ASPECTOS GENERALES.** En este capítulo se definen el objeto y el contenido del Manual, se describe el alcance de los estudios de hidrología, hidráulica y socavación en los proyectos de la red vial nacional y se fijan limitaciones de responsabilidad en relación con el uso del documento y de las ayudas computacionales recomendadas.
- **CAPÍTULO 2 – HIDROLOGIA DE DRENAJE SUPERFICIAL VIAL.** Incluye los métodos y los criterios relacionados con la deducción de los caudales máximos asociados con los periodos de retorno de diseño de las diferentes obras de drenaje vial.
- **CAPÍTULO 3 – DRENAJE DE LA CORONA.** Trata los aspectos a considerar en relación con el manejo que se debe dar al agua que fluye sobre la corona con el fin de garantizar la seguridad en la circulación vehicular, tanto en lo referente a la visibilidad como al hidroplaneo.
- **CAPÍTULO 4 – DRENAJE SUPERFICIAL.** En este capítulo se presentan los conceptos hidráulicos básicos, los métodos y los criterios de uso corriente para el diseño de las diferentes estructuras que conforman un sistema superficial de drenaje vial, como cunetas, canales, alcantarillas circulares y de cajón, puentes y estructuras de disipación.

- **CAPÍTULO 5 – DRENAJE SUBSUPERFICIAL.** En este capítulo se presentan métodos y procedimientos para evaluar las necesidades de drenaje subsuperficial y para dimensionar las obras que conforman los diferentes componentes del sistema para garantizar la estabilidad de la estructura del pavimento y de los taludes de la carretera.
- **CAPÍTULO 6 – SOCAVACION.** Este capítulo incluye los procedimientos, métodos y ecuaciones a ser considerados para los análisis de socavación en puentes y obras menores que se deben construir durante el desarrollo de un proyecto vial. Así mismo, presenta medidas de prevención y protección contra los procesos de socavación y medidas de protección lateral de cauces.
- **GLOSARIO.** En él se definen los principales términos técnicos que se encuentran en el Manual, de manera que sean fáciles de entender e interpretar.

1.4. FASES DE LOS ESTUDIOS VIALES

En Colombia se acostumbra adelantar los estudios viales en 3 fases ó etapas, las cuales fueron establecidas por el antiguo Ministerio de Obras Públicas y Transporte (Referencia 1.3). La finalidad de ellas es ir evaluando de manera progresiva la viabilidad económica del proyecto. El alcance de cada fase se describe de manera somera a continuación, advirtiendo que la entidad tiene la potestad de desarrollar el proyecto en un menor número de fases, caso en el cual los términos de referencia definirán dicho número, describirán el alcance de cada una y fijarán los objetivos y las actividades de las tareas que las conforman.

1.4.1. Fase 1. Pre – factibilidad

En esta Fase se identifican uno ó varios corredores de ruta posibles, se realiza un prediseño aproximado de la carretera a lo largo de cada corredor y, recurriendo a costos obtenidos en proyectos con condiciones similares, se adelanta una evaluación económica preliminar, generalmente utilizando el modelo de simulación HDM – 4. En términos simples, la evaluación económica consiste en comparar, a lo largo de un periodo de análisis económico, la suma del costo inicial de construcción, el costo del mantenimiento rutinario y el costo del mantenimiento periódico, con los beneficios que se obtendrían, representados mayoritariamente en los ahorros en el costo de la operación vehicular. El objetivo concreto de la Fase 1 es establecer si el proyecto ofrece posibilidades de ser viable económicamente, es decir, si supera umbrales preestablecidos para indicadores como la relación beneficio costo (B/C) o la tasa interna de retorno (TIR). Si la

evaluación económica no es satisfactoria en ninguno de los corredores estudiados se archiva el proyecto. En caso contrario, se debe continuar afinando los estudios a nivel de Fase 2 en el corredor que presente la mayor rentabilidad.

1.4.2. Fase 2. Factibilidad

En el corredor seleccionado se debe diseñar en forma definitiva el eje en planta de la carretera. La posición de dicho eje deberá ser compatible con el cumplimiento de las especificaciones geométricas tanto del perfil como de las secciones transversales y de todas las estructuras y obras complementarias que se requieran.

Con la trayectoria definitiva en planta del eje de la vía y con los prediseños del eje en perfil, de las secciones transversales, de las obras de drenaje superficial y subsuperficial, de las estructuras como puentes y muros de contención, del pavimento, etc., se procede a la evaluación económica final, generalmente mediante la simulación con el modelo HDM – 4. Esta evaluación se realiza con un mayor grado de precisión, por cuanto en esta Fase ya se cuenta con elementos suficientes, tanto para elaborar el presupuesto con menor incertidumbre como para cuantificar los costos de la operación vehicular.

El objetivo concreto de la Fase 2 es la decisión final de continuar o no con el proyecto, dependiendo de su rentabilidad. Si resulta rentable, se debe continuar con la elaboración de los diseños definitivos de la carretera a partir del eje ya definido. Tales diseños constituyen la Fase 3 del proyecto.

1.4.3. Fase 3. Diseños definitivos

En esta Fase se elaboran los diseños detallados, tanto geométricos como de todas las estructuras y obras complementarias que se requieran, de tal forma que un constructor pueda materializar la carretera.

1.5. ALCANCE DE LOS ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN EN FUNCIÓN DE LA FASE DE ESTUDIO

1.5.1. Actividades de la Fase 1. Pre – factibilidad

Un diseño eficiente exige, ante todo, la capacidad de identificar las posibles fuentes de información. El esfuerzo requerido para la recolección y recopilación de información deberá adaptarse a la importancia del proyecto. En desarrollo del estudio de drenaje vial de la Fase 1, el Consultor debe, fundamentalmente, allegar toda la información disponible y efectuar un

análisis somero de ella. Al efecto, deberá considerar las siguientes actividades para cada uno de los corredores alternativos:

- Obtención de la cartografía IGAC existente, a escala 1:100,000 y/o 1:25,000, e identificación en ella de las cuencas de las corrientes de tipo perenne (y/o identificables en los planos a escala 1:25,000 o a mayor escala si los hubiere) que sean atravesadas por cada corredor vial en estudio.
- Identificación y recopilación de la información de las estaciones climatológicas e hidrométricas del área aferente a cada corredor vial, operadas por el IDEAM o por entidades gubernamentales o privadas.
- Adquisición de las fotografías aéreas de los sitios de cruces más relevantes de las corrientes de tipo perenne, a escala 1:50,000 ó 1:40,000 o mayor si resulta posible.
- Con base en la información recopilada de los posibles corredores de ruta, se deben analizar de manera general, al menos, los siguientes aspectos: patrones de drenaje, cantidad de cauces mayores y ponederos.
- Se adelantará un reconocimiento aéreo o terrestre que permita corroborar para cada corredor el patrón de drenaje, las condiciones reales de los ponederos definidos como puntos secundarios de control, y todos los demás aspectos que el grupo de especialistas a cargo de la Fase de Pre-factibilidad considere necesario valorar.

El Informe Final de Fase 1. Pre-factibilidad deberá presentar, en lo relacionado con el estudio de drenaje vial, al menos los siguientes aspectos:

- 1) Caracterización hidroclimatológica general de la zona en relación con las características de drenaje de la vía.
- 2) Inventario de las corrientes de tipo perenne (y/o identificables en los planos a escala 1:25,000 o a mayor escala si la hubiere) que crucen los corredores.
- 3) Plano general a escala 1:100,000 y/o 1:25,000 de localización de las alternativas de los corredores analizados; delimitación de las cuencas de las corrientes y localización de estaciones pluviométricas, climatológicas e hidrométricas aferentes al proyecto.
- 4) Conclusiones y recomendaciones.

1.5.2. Actividades de la Fase 2. Factibilidad

En desarrollo del estudio de drenaje vial de la Fase 2, el Consultor debe complementar la información adquirida durante la primera fase y, al efecto, deberá adelantar las siguientes actividades adicionales para el corredor elegido.

- Con base en la información recopilada para la alternativa seleccionada, se deben analizar, a nivel de detalle, los siguientes aspectos: el patrón de drenaje, el número de cauces y ponederos.
- Se definirán las características de las cuencas, estableciendo con precisión los límites y el tamaño del área aferente de cada una, las áreas de drenaje, la pendiente del curso de agua más importante y la pendiente media de cada cuenca y demás características geométricas de las mismas, el uso actual y previsto de la tierra, y se identificarán, entre otros, los tipos de suelos y su clasificación.
- Se deberá registrar y evaluar cualquier trabajo que se esté realizando en el lugar o que se tenga previsto y que cambie las características hidráulicas de una corriente de agua, con el fin de determinar su efecto sobre ella. En particular, se debe allegar información sobre: alineamiento y sección transversal de la carretera, coeficientes de rugosidad de la corriente, planos de inundación, estructuras que generen obstrucciones, áreas de almacenamiento potencial de agua, etc.
- Se deberá allegar la información de utilidad para los análisis de estabilidad de canales y de socavación: clasificación de la corriente, transporte de sedimentos, potencial de socavación, estabilidad del curso, materiales existentes en el lecho y las orillas, etc.
- Se adelantará el levantamiento topográfico y batimétrico de los cauces cruzados por ponederos.

Los aspectos hidráulicos a estudiar paralelamente con el proceso de diseño geométrico son:

- 1) Estudios de hidrología, hidráulica y socavación de cauces
- 2) Ubicación y prediseño de las alcantarillas
- 3) Cota mínima de rasante en cada sitio de ponedero.

En la parte relacionada con el estudio de drenaje vial, el Informe Final de Fase 2. Factibilidad, debe presentar, como mínimo, los siguientes aspectos:

- 1) Caracterización hidroclimatológica de detalle de la zona en relación con el drenaje de la vía.
- 2) Inventario de las corrientes identificables en restituciones aerofotogramétricas en escala 1:25,000 o mayor, que crucen el corredor estudiado.
- 3) Plano general a escala 1:100,000 y/o 1:25,000 de localización de la alternativa del corredor analizado; delimitación de las cuencas, y localización de las estaciones climatológicas e hidrométricas aferentes al proyecto.
- 4) Estudio hidrológico, a nivel de estimación de caudales de crecientes e hidráulico, con alcance de predimensionamiento de las estructuras del sistema de drenaje. Para ello se deben elaborar los siguientes prediseños:
 - Prediseño de alcantarillas, cunetas, aliviaderos, bordillos, disipadores de energía, dispositivos de drenaje subsuperficial y demás elementos de drenaje superficial y subterráneo que se requieran.
 - Prediseño de pontones, puentes y muros de contención. Estos prediseños incluyen el estudio preliminar de fundaciones y, en el caso de pontones y puentes, el de una eventual socavación
 - Conclusiones, recomendaciones y planos tipo de drenaje.

1.5.3. Actividades de la Fase 3. Diseños definitivos

En el desarrollo del estudio de drenaje vial correspondiente a la Fase 3, el Consultor deberá considerar, como mínimo, las siguientes actividades para el diseño definitivo del corredor seleccionado.

- Gálibo mínimo en los emplazamientos de las obras de cruce de cauces como puentes y pontones.
- Diseño y espaciamiento máximo entre alcantarillas.
- Diseño de alcantarillas, cunetas, zanjas de coronación, aliviaderos, bordillos, disipadores de energía, subdrenes y demás elementos de drenaje superficial y subterráneo que se requieran.
- Diseño de pontones, puentes y muros de contención. Estos diseños deben incluir el estudio de fundaciones y, en el caso de pontones y puentes, los estudios de socavación.

El Informe de hidrología, hidráulica y socavación que forma parte del Informe final de la Fase 3. Diseño definitivos, debe incluir, al menos, los siguientes aspectos:

1) Estudios hidrológicos. El documento deberá presentar:

- Objeto y localización del proyecto. El informe describirá el objeto del proyecto y su localización utilizando un mapa ilustrativo de la zona.
- Alcance del estudio. Se describirán claramente los alcances y objetivos del estudio.
- Recopilación y análisis de la información existente. Se deberá presentar una relación de la información existente, recopilando todo lo referente a estudios previos que aporten un conocimiento en relación con el clima, suelos, vegetación, comportamiento de obras, estudios anteriores, etc., dando crédito a los autores o entidades ejecutoras.
- Metodología. Aquí se analizará la información previa y se describirá la forma como se programó el trabajo de cada uno de los capítulos, teniendo en cuenta los objetivos, datos, actividades y resultados a obtener.
- Cartografía. Para el desarrollo del estudio es fundamental la información cartográfica; por lo tanto, en el informe final se presentará el resumen del procesamiento de dicha información, plasmada en mapas de adecuada escala dependiendo de la magnitud del proyecto (1:100,000; 1:50,000, 1:25,000 ó mayores).
- Análisis de lluvias y climatológico. Con base en la información de precipitación y los registros climatológicos obtenidos en el IDEAM o en otra entidad, el documento incluirá un análisis de los registros precipitación de cantidad e intensidad que permita dar valores de tipo local y regional, para conocer el comportamiento espacial y temporal del fenómeno. Así mismo, deberá presentar los análisis y la caracterización de los principales parámetros climatológicos, como temperatura, humedad relativa, número de días con lluvia, etc. Se deberán anexar fotocopias de la información básica. La cuantificación se aplicará en la determinación de un fenómeno evidente en la superficie como es el caudal de drenaje para un periodo de retorno específico. También, se deberán informar los datos necesarios sobre intensidades de lluvia para los ajustes geométricos y de pavimentos relacionados con la visibilidad y el hidropavimento.

- Análisis de caudales. Los caudales de drenaje de diseño para los diferentes periodos de retorno se analizarán, en lo posible, a partir de información hidrométrica disponible en el IDEAM o en otra entidad. En caso de que no se disponga de registros de caudales, se aplicarán métodos indirectos convencionales, como modelos lluvia - escorrentía o estudios regionales de crecientes, entre otros.
 - Justificación de las fórmulas empleadas. Debido a la diversidad de fórmulas con que cuenta la hidrología para el cálculo de caudales, cuya aplicación depende en gran parte del criterio del proyectista, el estudio presentará la debida justificación del empleo de cada una de ellas.
 - Aplicación de las teorías y métodos de predicción. Se presentarán las distribuciones de frecuencia más adecuadas para los análisis de los fenómenos de lluvia, caudal, temperatura, etc., indicando el método de predicción finalmente adoptado. Esta labor es de gran importancia, puesto que cuantifica un fenómeno que incide directamente en el dimensionamiento de las obras.
- 2) Estudios Hidráulicos. Su finalidad es el diseño de estructuras de capacidad apropiada utilizando los caudales generados en el estudio hidrológico. Las estructuras pueden ser de desvío, control, protección, remoción o de cruce bajo una vía. Como mínimo, el informe deberá incluir la siguiente información:
- Geomorfología – Dinámica Fluvial. Los estudios geomorfológicos explicarán la dinámica evolutiva de las corrientes de una zona en general, con el objetivo de ubicar y adoptar las obras de control y corrección más importantes.
 - Obras menores. Se determinará el tipo de funcionamiento hidráulico en los aspectos de control de entrada y salida; su eficiencia, altura, longitud y posición con respecto al proyecto vial.
 - Drenaje subsuperficial. Siempre que la entidad lo requiera, el documento incluirá un análisis del drenaje subterráneo, primordialmente en todos los sitios donde haya evidencia de agua subterránea excesiva. Se presentarán las soluciones concretas respecto al tipo de obra que se deba utilizar. Igualmente, presentará propuestas concretas para el manejo de las aguas que se infiltren en el pavimento.
 - Hidráulica de obras mayores. Se presentarán los análisis hidráulicos de las obras mayores, se definirá los valores de gálibo, etc.

- 3) Estudios de socavación. Los estudios de socavación tienen por objeto determinar las profundidades críticas de tipo erosivo inducidas por las corrientes alrededor de pilas, estribos, etc. Los análisis deben garantizar la obtención de los valores adecuados de socavación que aseguren la estabilidad de las estructuras proyectadas, sin redundar en cimentaciones extremadamente costosas. En ese contexto, el informe final deberá tener el siguiente contenido:
 - Análisis de la información de campo. Se presentarán y analizarán, al nivel de detalle, las secciones transversales aguas arriba y abajo de los cruces. De la misma manera, se deberán presentar los perfiles topográficos longitudinales, zonas de desborde, alturas de crecientes, tipo de suelo de orillas y lecho, velocidades de flujo, coeficientes de rugosidad, pendientes hidráulicas y caudales, que permitan aplicar las fórmulas más adecuadas para obtener las profundidades críticas del fenómeno.
 - Aplicación de las teorías de socavación. El Consultor deberá aplicar las fórmulas más adecuadas a la morfología de la zona, que permitan conocer la profundidad de socavación general a todo lo ancho del lecho y local en un punto particular donde exista un obstáculo (muro, pila, estribo, etc.) o en sus orillas. El informe deberá presentar el diseño de las obras de control y protección que se requieran.
- 4) Resultados. El informe final deberá incluir un resumen de todos los resultados encontrados a través del estudio, principalmente aquellos que requieran ser utilizados en otras disciplinas o que generen conclusiones inmediatas como, por ejemplo, los milímetros promedios de precipitación multianual de la zona, caudal de diseño de "X " corriente, temperatura promedio multianual, zonas críticas para el drenaje, etc.
- 5) Conclusiones y Recomendaciones. Se presentarán, en forma clara, las conclusiones relevantes del estudio, así como las recomendaciones que deban ser consideradas antes y durante la construcción de las obras.
- 6) Bibliografía. El informe deberá presentar una relación de todas las referencias bibliográficas de las que se haga mención en el estudio. Ésta debe ser clara y precisa y, en los casos que se requiera, se adjuntará copia de los capítulos o partes pertinentes de alguna referencia particular que permita dar un concepto sobre un tema específico.

1.6. USO DE PROGRAMAS DE CÓMPUTO

Existen numerosos paquetes de software que proporcionan análisis hidrológicos e hidráulicos rápidos y precisos de los diferentes componentes de un sistema de drenaje vial. El listado que se presenta a continuación (ver Tabla 1.1) está constituido, en su mayoría, por programas de descarga libre y uso gratuito, elaborados por el sector público norteamericano, los cuales incorporan muchos de los procedimientos que se discuten y recomiendan en este Manual. Para cualquiera de sus aplicaciones, el diseñador deberá tener un conocimiento apropiado en relación con el manejo del respectivo programa, con el fin de elegirlo y utilizarlo correctamente y de revisar de manera idónea los resultados de su aplicación y extraer las conclusiones correctas.

Tabla 1.1. – Programas de cómputo relacionados

PROGRAMA	HIDROLOGÍA	DRENAJE DE LA CORONA	CANALES LATERALES	ALCANTARILLAS	DRENAJE DEL PAVIMENTO	SOCAVACIÓN
HEC-1	•					
HEC-HMS	•					
HEC-RAS			•	•		•
DRIP					•	
PAVDRN		•				
HY-8				•		

Los programas pueden ser obtenidos a través de las siguientes direcciones electrónicas:

HEC-1: www.hec.usace.army.mil/

HEC-HMS: www.hec.usace.army.mil/

HEC-RAS: www.hec.usace.army.mil/

DRIP: www-mctrans.ce.ufl.edu

PAVDRN: <http://144.171.11.40/cmsfeed/TRBNetProjectDisplay.asp?ProjectID=204>

HY-8: <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/hyd.htm>

1.7. RESPONSABILIDAD

El presente Manual se ha preparado de la manera más cuidadosa; sin embargo, el Instituto Nacional de Vías no acepta responsabilidad por las consecuencias de cualquier inexactitud que pueda contener ni por el uso incorrecto de su contenido, como tampoco por el empleo no autorizado de programas de cómputo que se encuentren protegidos comercialmente.

1.8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1.1 INSTITUTO COLOMBIANO DE HIDROLOGÍA, METEOROLOGÍA Y ADECUACIÓN DE TIERRAS, HIMAT, “Estadísticas sobre el recurso agua en Colombia”, Rodrigo Marín Ramírez, Ministerio de Agricultura, Santa Fe de Bogotá, 1992.

1.2 INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, “Manual de Diseño Geométrico de Carreteras”, Bogotá. 2008.

1.3 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE, “Términos de referencia, Estudios Fase I, Fase II y Fase III”, 3 volúmenes, Bogotá D.E., 1983

Hidrología de Drenaje

Superficial Vial

2

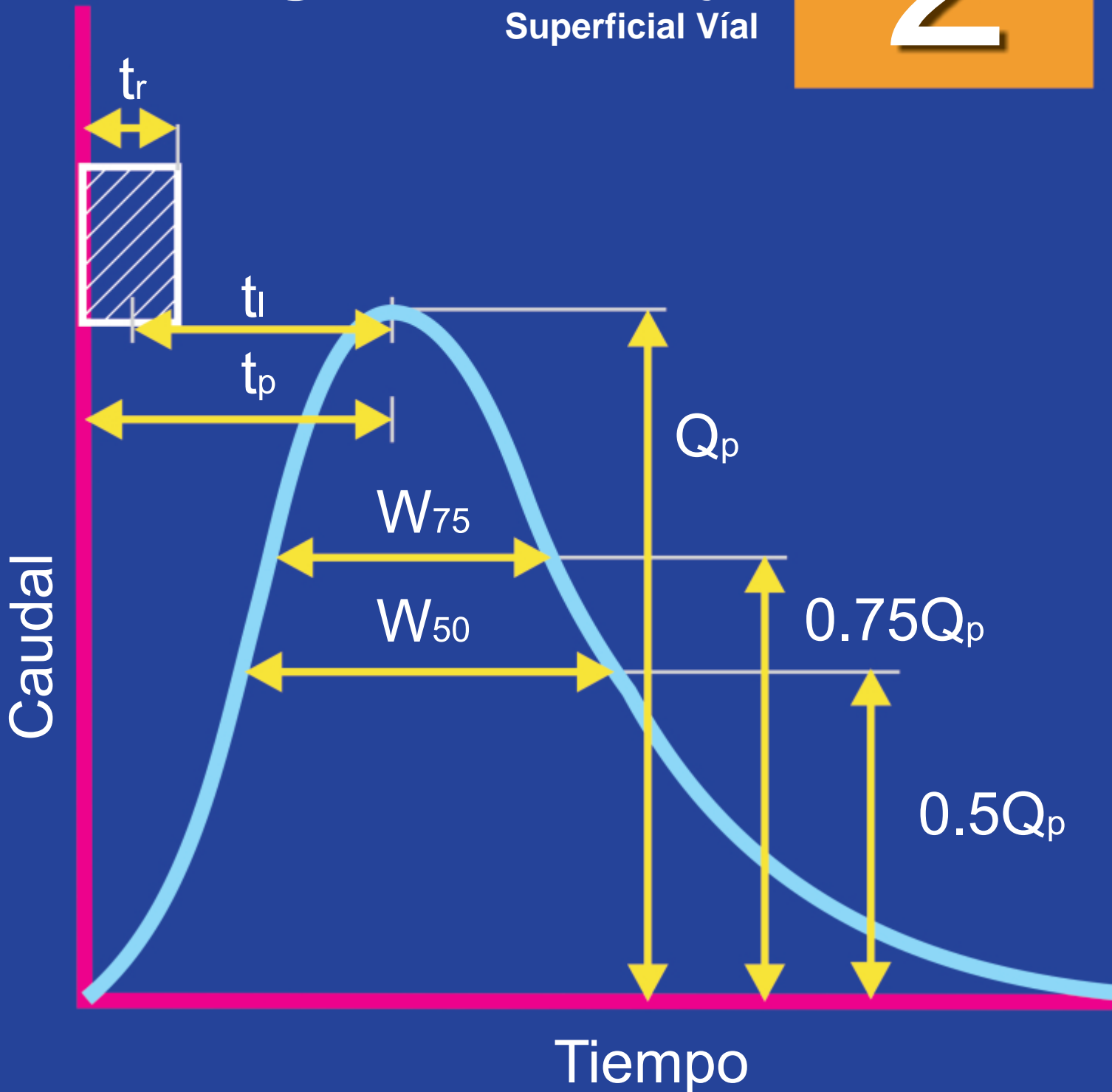


TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 2. HIDROLOGÍA DE DRENAJE SUPERFICIAL VIAL	2 - 1
2.1. HOYA HIDROGRÁFICA Y CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	2 - 1
2.2. FUNDAMENTOS DE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN PROBLEMAS DE DRENAJE VIAL	2 - 12
2.3. PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA DE VALORES MÁXIMOS DE PRECIPITACIÓN Y CAUDAL	2 - 13
2.3.1. Análisis de frecuencias hidrológicas	2 - 13
2.3.2. Análisis estadístico de datos hidrológicos	2 - 13
2.3.2.1. Valor central o dominante de la serie	2 - 13
2.3.2.2. Dispersión o fluctuación de diversas observaciones alrededor del valor central	2 - 14
2.3.2.3. Rango	2 - 14
2.3.2.4. Coeficiente de variación	2 - 14
2.3.2.5. Coeficiente de asimetría o sesgo, Cs	2 - 14
2.3.3. Variable aleatoria y función de probabilidad	2 - 15
2.3.4. Ajuste de datos históricos a distribuciones probabilísticas e inferencias estadísticas	2 - 16
2.3.4.1. Introducción	2 - 16
2.3.4.2. Posiciones de graficación en papel probabilístico	2 - 16
2.3.4.3. Recta de mejor ajuste y bondad del ajuste	2 - 17
2.3.4.4. Pruebas de bondad del ajuste	2 - 17
2.3.5. Distribuciones de probabilidad de valores máximos	2 - 20
2.3.5.1. Distribución de probabilidad de Gumbel	2 - 21
2.3.5.2. Distribución de probabilidad log-Pearson tipo III	2 - 24
2.4. PERIODO DE RETORNO DE EVENTOS HIDROLÓGICOS MÁXIMOS EN OBRAS DE DRENAJE VIAL	2 - 28
2.4.1. Periodo de retorno o intervalo de recurrencia	2 - 28
2.4.2. Relación entre el periodo de retorno, el riesgo permisible de excedencia y la vida útil de la obra	2 - 28
2.4.3. Periodos de retorno de obras de drenaje vial	2 - 31

2.5.	METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES Y CRECIENTES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES DE CRECIENTES	2 - 32
2.5.1.	Con datos históricos de caudal en el sitio de proyecto	2 - 32
2.5.2.	Transposición de datos de caudal	2 - 32
2.5.3.	Ejemplo de Aplicación	2 - 33
2.5.4.	Análisis regional de caudales máximos instantáneos anuales	2 - 34
2.5.5.	Modelos lluvia – escorrentía	2 - 35
2.5.5.1.	Rangos de aplicación según el área de la cuenca	2 - 35
2.5.5.2.	Método racional	2 - 36
2.5.5.3.	Otras fórmulas similares a la del método racional para cuencas menores	2 - 40
2.5.5.4.	Ejemplo de Aplicación	2 - 42
2.5.5.5.	Método del hidrograma unitario de escorrentía superficial	2 - 43
2.5.5.5.1.	Hidrograma de escorrentía superficial y unitario de una hoya	2 - 43
2.5.5.5.2.	Cálculo de hidrogramas de escorrentía superficial en una hoya	2 - 49
2.5.5.5.3.	Hidrogramas unitarios sintéticos	2 - 50
2.6.	PRECIPITACIONES TOTALES DE DISEÑO EN MODELOS LLUVIA – ESCORRENTÍA	2 - 64
2.6.1.	Precipitaciones puntuales y espaciales	2 - 64
2.6.2.	Precipitaciones diarias y horarias	2 - 65
2.6.3.	Curvas de masas e hietogramas de aguaceros puntuales de diseño con datos de precipitación históricos	2 - 66
2.6.4.	Hietogramas puntuales de aguaceros de diseño con curvas intensidad-duración-frecuencia	2 - 68
2.6.5.	Hietogramas de los aguaceros espaciales	2 - 69
2.6.6.	Curvas intensidad-duración-frecuencia, IDF	2 - 69
2.6.6.1.	Introducción	2 - 69
2.6.6.2.	Cálculo de curvas IDF con datos históricos de precipitación	2 - 70
2.6.6.3.	Cálculo de curvas IDF por método simplificado	2 - 71

2.7.	PRECIPITACIONES EFECTIVAS DE DISEÑO EN MODELOS LLUVIA – ESCORRENTÍA	2 - 80
2.7.1.	Introducción	2 - 80
2.7.2.	Método del número de curva CN del SCS para estimar abstracciones de la precipitación	2 - 80
2.7.2.1.	Introducción	2 - 80
2.7.2.2.	Estimación del número de curva de escorrentía, CN	2 - 82
2.7.2.2.1.	Introducción	2 - 82
2.7.2.2.2.	Clasificación hidrológica de los suelos	2 - 83
2.7.2.2.3.	Uso y tratamiento del suelo	2 - 84
2.7.2.2.4.	Condición hidrológica	2 - 84
2.7.2.2.5.	Condición de humedad antecedente	2 - 84
2.7.2.2.6.	Determinación del número de curva de escorrentía	2 - 85
2.7.3.	Hietogramas de aguaceros espaciales de diseño de precipitación efectiva	2 - 90
2.8.	MODELO DE COMPUTADOR PARA EL CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE CRECIENTE	2 - 90
2.9.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	2 - 93

CAPÍTULO 2. HIDROLOGÍA DE DRENAJE SUPERFICIAL VIAL

2.1. HOYA HIDROGRÁFICA Y CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

La hoya hidrográfica es el ente físico natural de todo cálculo en hidrología. Se define como un área limitada topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema de cursos de agua, tal que todo el caudal efluente es descargado a través de una salida simple, localizada en el punto más bajo de la misma. El límite topográfico es la divisoria, la cual se define como la línea que separa las precipitaciones que caen en hoyas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial.

Las características físicas más importantes de las hoyas hidrográficas son las siguientes:

- a) Área de drenaje. Es el área plana (proyección horizontal) incluida entre su divisoria topográfica.
- b) Forma de la hoya. Esta característica es importante, pues se relaciona con la capacidad de concentración del caudal pico de una creciente. En hoyas circulares esta concentración es mayor, mientras que en hoyas alargadas es menor.
- c) Sistema de drenaje. Este parámetro indica la cantidad de los cursos de agua en la hoya y se identifica con la densidad de drenaje, definida esta última como la longitud total de los cursos de agua dentro de la hoya entre el área de drenaje de la misma. Una hoya con buen sistema de drenaje tiende a producir un mayor caudal pico de escorrentía superficial.
- d) Pendiente de la hoya. Determina, de manera indirecta, la capacidad de concentración del agua y la producción de caudales pico de escorrentía superficial altos en la hoya. Una hoya con alta pendiente es propensa a la producción de altos y rápidos caudales pico. Este parámetro se puede calcular por medio de la curva de distribución de pendientes de la hoya.
- e) Pendiente del cauce principal. Dado que el cauce principal es el desagüe de la hoya, este parámetro también determina la rapidez de producción del caudal pico de escorrentía superficial y la capacidad de concentración de la referida descarga. Para evaluar este parámetro existen dos metodologías. La primera se relaciona con la pendiente total del cauce principal, y es igual a la diferencia entre las cotas mayor y menor del cauce sobre la longitud total del mismo. La segunda se define como la pendiente media ponderada del cauce principal; para ello, en primer

término, se debe trazar el perfil longitudinal de la corriente, y luego, haciendo base en la cota menor del referido perfil, se calcula un triángulo que tenga la misma área geométrica del mencionado perfil longitudinal. La diferencia de cotas del triángulo resultante, dividida por la longitud del cauce, es igual a dicha pendiente. El valor de esta pendiente representa mejor las características reales de la pendiente promedio del cauce principal.

- f) Tiempo de concentración. Se define como el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la hoya contribuya al sitio de la obra de drenaje en consideración, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de la misma.

En general, el tiempo de concentración se calcula por medio de ecuaciones empíricas, dentro de las cuales se cuentan las siguientes:

1) Ecuación de Kirpich

$$T_c = 0.06628 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77} \quad [2.1]$$

Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).

L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).

S: Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m).

2) Ecuación de Témez

$$T_c = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad [2.2]$$

Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).

L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).

S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%).

3) Ecuación de Williams

$$T_c = 0.683 \left(\frac{L A^{0.40}}{D S^{0.25}} \right) \quad [2.3]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
 L : Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
 A : Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados (km²).
 D : Diámetro de una cuenca circular con área “A”, en kilómetros (km).
 S : Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%).

4) Ecuación de Johnstone y Cross

$$T_c = 2.6 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.5} \quad [2.4]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
 L : Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
 S : Pendiente total del cauce principal, en metros por kilómetro (m/km).

5) Ecuación de Giandotti

$$T_c = \frac{4 A^{0.5} + 1.50 L}{25.3 (L S)^{0.5}} \quad [2.5]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
 A : Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados (km²).
 L : Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
 S : Pendiente del cauce principal, en metros por metro (m/m).

6) Ecuación de SCS – Ranser

$$T_c = 0.947 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad [2.6]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
- H: Diferencia de cotas entre puntos extremos de la corriente principal, en metros (m).

7) Ecuación de Ventura - Heras

$$T_c = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75} \quad [2.7]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
- S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%).

8) Ecuación de V.T. Chow

$$T_c = 0.273 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.64} \quad [2.8]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
- S: Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m).

9) Ecuación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos

$$T_c = 0.28 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad [2.9]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
- S: Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m).

10) Ecuación de Hathaway

$$T_c = \frac{36.36 (L n)^{0.467}}{S^{0.234}} \quad [2.10]$$

Donde: T_c : Tiempo de concentración, en minutos (min).

L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).

S: Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m).

n: Factor de rugosidad, adimensional (ver Tabla 2.1)

Tabla 2.1. - Valores del factor de rugosidad “n” para la ecuación de Hathaway

TIPO DE SUPERFICIE	n
Uniforme con suelo impermeable	0.02
Uniforme con suelo desnudo suelto	0.10
Suelo pobre en hierba, con cosecha en hileras o moderadamente rugoso y desnudo	0.20
Pastos	0.40
Bosques maderables desarrollados	0.60
Bosques maderables de coníferas, o bosques maderables desarrollados con una capa profunda de humus vegetal o pastos	0.80

11) Ecuación de Izzard

Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads, Estados Unidos, para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes. La solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser menor o igual a 500.

$$T_c = \frac{134.5964 (0.0007 i + c) L^{0.33}}{S^{0.333} i^{0.667}} \quad [2.11]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en minutos (min).
- i : Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).
- c : Coeficiente de retardo, adimensional. Igual a 0.0070 para pavimentos lisos, 0.012 para pavimentos rugosos o de concreto y 0.06 para superficies densas de pastos.
- L : Longitud del cauce principal, en metros (m).
- S : Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m).

12) Ecuación de Federal Aviation Administration

Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos, recopilada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos; el método fue desarrollado para ser utilizado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para calcular flujo superficial en cuencas urbanas.

$$T_c = \frac{3.261 (1.1 - C) L^{0.50}}{S^{0.333}} \quad [2.12]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en minutos (min).
- C : Coeficiente de escorrentía, del método racional, adimensional.
- L : Longitud del cauce principal, en metros (m).
- S : Pendiente del cauce principal, en porcentaje (%).

13) Ecuación la onda cinemática (Morgali y Linsley, y Aron y Erborge)

Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de la onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto i (intensidad de lluvia) como T_c son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-frecuencia da una solución gráfica directa para T_c .

$$T_c = \frac{6.998 L^{0.60} n^{0.60}}{i^{0.4} S^{0.3}} \quad [2.13]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en minutos (min).
 i : Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).
 n : Coeficiente de rugosidad de Manning de la superficie, adimensional.
 L : Longitud del cauce principal, en metros (m).
 S : Pendiente del cauce principal, en metros por metro (m/m).

14) Ecuación de retardo del Soil Conservation Service, SCS

Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2000 acres (1 acre es igual a 4049.9 m²); se ha encontrado que generalmente da buenos resultados cuando el área de drenaje se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencias a la sobreestimación. Se deben aplicar factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que el tiempo de concentración T_c es igual a 1.67 veces el tiempo de retardo de la cuenca, T_l .

$$T_c = \frac{\left(\frac{10}{6}\right) L^{0.80} (2540 - 22.86 CN)^{0.70}}{14104 CN^{0.70} S^{0.5}} \quad [2.14]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
 CN : Número de curva del SCS.
 L : Longitud del cauce principal, en metros (m).
 S : Pendiente del cauce principal, en metros por metro (m/m).

15) Ecuación de George Rivero

$$T_c = \frac{16 L}{(1.05 - 0.2 p) (100 S)^{0.04}} \quad [2.15]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en minutos (min).
- p : Relación entre el área de la hoya cubierta de vegetación y el área total de la misma, valor adimensional.
- S : Pendiente del cauce principal, en metros por metro (m/m).
- L : Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).

16) Ecuación según el método de la velocidad del SCS

$$T_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L}{V} \quad [2.16]$$

- Donde: T_c : Tiempo de concentración, en minutos (min).
- L : Longitud del cauce en el tramo de canal, en metros (m).
- V : Velocidad promedio del agua en el tramo de canal, en metros por segundo (m/s). En la Tabla 2.2 se dan valores típicos para canales naturales con diferentes pendientes.

Aunque el cálculo de los diferentes tiempos de concentración para una hoya hidrográfica difiere de acuerdo con la fórmula empleada, se requiere que se utilice, desde el punto de vista de la seguridad en relación con menores tiempos de concentración (mayores intensidades de precipitación y/o histogramas de lluvias más concentrados), la fórmula de Kirpich. Por otro lado, se tomará como mínimo un tiempo de concentración igual a 15 min (Referencia 2.6), con el fin de tener en cuenta el tiempo inicial que tarda el agua en concentrarse en una hoya y no sobreestimar la intensidad de precipitación que resultaría con valores calculados menores a este tiempo de concentración.

Tabla 2.2. - Velocidad promedio del agua en función de la pendiente del cauce
(Referencia 2.7)

DESCRIPCIÓN DEL CURSO DE AGUA	PENDIENTE EN PORCENTAJE			
	0 - 3	4 - 7	8 - 11	12 o más
	VELOCIDAD (m/s)			
Flujo no concentrado ¹				
Bosques	0 - 0.46	0.46 - 0.76	0.76 - 0.99	0.99 o más
Pastizales	0 - 0.76	0.76 - 1.07	1.07 - 1.30	1.30 o más
Cultivos	0 - 0.91	0.91 - 1.37	1.37 - 1.68	1.68 o más
Pavimentos	0 - 2.59	2.59 - 4.12	4.12 - 5.18	5.18 o más
Flujo concentrado ²				
Canal de salida	La ecuación de Manning determina la velocidad			
Canal natural no bien definido	0 - 0.61	0.61 - 1.22	1.22 - 2.13	2.13 o más
<p>¹ Esta condición usualmente ocurre en las partes superiores de la cuenca, antes de que el flujo superficial se acumule en un canal.</p> <p>² Estos valores varían con el tamaño del canal y otras condiciones. Cuando sea posible, se deben hacer determinaciones más precisas para condiciones particulares mediante la ecuación de velocidad en canales de Manning.</p>				

– **Ejemplo de aplicación**

Ejemplo	
Se tiene la hoya del río Güejar, el cual es cruzado por la vía que comunica los municipios de San Juan de Arama y La Uribe, en el departamento del Meta. Esta hoya posee las siguientes características:	
– Área =	262.92 km ²
– Longitud =	29,446 m
– Pendiente =	0.02050 m/m.
– CN =	80
– n (Manning) =	0.040

$$- i = 98 \text{ mm/h}$$

Solución

- Método del Soil Conservation Service:

$$T_c = \frac{\left(\frac{10}{6}\right) (29,446 \text{ m})^{0.80} (2,540 - 22.86 \times 80)^{0.70}}{14104 \times 80^{0.70} (0.02050 \text{ m/m})^{0.5}} = 14.32 \text{ h} = 859.47 \text{ min.}$$

- Método de Kirpich

$$T_c = 0.06628 \left(\frac{29.446 \text{ km}}{(0.02050 \text{ m/m})^{0.5}} \right)^{0.77} = 4.00 \text{ h} = 240.25 \text{ min.}$$

- Método de Temez

$$T_c = 0.30 \left(\frac{29.446 \text{ km}}{2.050 \%^{0.25}} \right)^{0.76} = 3.31 \text{ h} = 198.98 \text{ min.}$$

- Método de Giandotti

$$T_c = \frac{4 (262.92 \text{ km}^2)^{0.5} + 1.50 \times 29.446 \text{ km}}{25.3 (29.446 \text{ km} \times 0.02050)^{0.5}} = 5.54 \text{ h} = 332.79 \text{ min.}$$

- Método de V.T Chow

$$T_c = 0.273 \left(\frac{29.446 \text{ km}}{(0.02050 \text{ m/m})^{0.5}} \right)^{0.64} = 8.25 \text{ h} = 495.14 \text{ min.}$$

- Cuerpo de Ingenieros

$$T_c = 0.28 \left(\frac{29.446 \text{ km}}{(0.02050 \text{ m/m})^{0.25}} \right)^{0.76} = 4.66 \text{ h} = 459.77 \text{ min.}$$

- Método George Rivero (con $p = 0.8$)

$$T_c = \frac{16 \times 29.446 \text{ km}}{(1.05 - 0.2 \times 0.8) (100 (0.02050 \text{ m/m}))^{0.04}} = 514.38 \text{ min.}$$

- Ecuación de la onda cinemática

$$T_c = \frac{6.998 (29,446 \text{ m})^{0.60} 0.040^{0.60}}{(98 \text{ mm/h})^{0.4} (0.02050 \text{ m/m})^{0.3}} = 249.84 \text{ min.}$$

- Ecuación Federal Aviation Administration

$$T_c = \frac{3.261 (1.1 - 0.41) (29,446 \text{ m})^{0.50}}{(2.050 \%)^{0.333}} = 304.02 \text{ min.}$$

- Método de Izzard (con c = 0.06)

$$T_c = \frac{134.5964 (0.0007 (98 \text{ mm/h}) + 0.06) (29,446 \text{ m})^{0.33}}{(0.02050 \text{ m/m})^{0.333} (98 \text{ mm/h})^{0.667}} = 88.53 \text{ min.}$$

- Método de Hathaway (Con n de Hathaway = 0.4; Tabla 2.1)

$$T_c = \frac{36.36 (29.446 \text{ km} \times 0.4)^{0.467}}{(0.02050 \text{ m/m})^{0.234}} = 285.67 \text{ min.}$$

- Método de Ventura – Heras

$$T_c = 0.30 \left(\frac{29.446 \text{ km}}{(2.050 \%)^{0.25}} \right)^{0.75} = 3.315 \text{ h} = 198.88 \text{ min.}$$

- Método de Williams

$$T_c = 0.683 \left(\frac{29.446 \text{ km} \times (262.92 \text{ km}^2)^{0.40}}{18.29 \text{ km} \times (2.050 \%)^{0.25}} \right) = 8.85 \text{ h} = 531 \text{ min.}$$

- Método de Johnstone y Cross

$$T_c = 2.6 \times \left(\frac{29.446 \text{ km}}{(20.50 \text{ m/km})^{0.5}} \right)^{0.5} = 6.63 \text{ h} = 397.8 \text{ min.}$$

- Método de SCS – Ranser

$$T_c = 0.947 \times \left(\frac{29.446 \text{ k}^3}{603.643} \right)^{0.385} = 4.0 \text{ h} = 240.23 \text{ min.}$$

2.2. FUNDAMENTOS DE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN PROBLEMAS DE DRENAJE VIAL

La escorrentía superficial en problemas de drenaje, y particularmente en problemas de drenaje vial, parte del hecho desde el punto de vista conservador de que las cuencas hidrográficas se encuentran húmedas cuando acontece el aguacero de diseño, de tal manera que la interceptación y la detención superficial ya han sido copadas por lluvias previas, y el único elemento que descuenta agua de la precipitación es el proceso de infiltración.

Tampoco se tienen en cuenta los fenómenos de evaporación y transpiración de las plantas debido a que, en general, las lluvias intensas que producen grandes caudales pico para diseño de obras de drenaje son de muy corta duración (horas), y los referidos fenómenos en estos eventos son muy pequeños. Tampoco es usualmente tenido en cuenta el fenómeno de escorrentía subterránea afluente a los cauces durante y después del aguacero de diseño, pues éste es un fenómeno de movimiento del agua en un medio poroso (suelo), que usualmente es pequeño en comparación con la escorrentía superficial producida por la hoya hidrográfica.

De esta manera, la ecuación fundamental de la hidrología para el balance hidrológico de la cuenca se puede expresar como:

$$E_{\text{sup}} = P - I \quad [2.17]$$

Donde: E_{sup} : Escorrentía superficial, en milímetros (mm).

P: Precipitación, en milímetros (mm).

I: Infiltración, en milímetros (mm).

De esta manera, para el cálculo de la escorrentía superficial importan tanto la precipitación de diseño como el fenómeno de infiltración.

2.3. PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA DE VALORES MÁXIMOS DE PRECIPITACIÓN Y CAUDAL

2.3.1. Análisis de frecuencias hidrológicas

El análisis de frecuencias es un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia o probabilidad de ocurrencia de eventos extremos pasados o futuros. De este modo, la representación gráfica de la probabilidad es un método de análisis de frecuencias.

El análisis de frecuencias de datos hidrológicos requiere que los datos sean homogéneos e independientes. La restricción de homogeneidad asegura que todas las observaciones provengan de la misma población (por ejemplo, que la cuenca hidrográfica no se haya urbanizado, o que no se hayan construido aguas arriba estructuras hidráulicas sobre la corriente principal o sus más importantes tributarios). La restricción de independencia asegura que un evento hidrológico, tal como una gran tormenta aislada, no entre al conjunto de datos más de una vez. Por ejemplo, un sistema de tormenta aislado puede producir dos o más grandes picos de escorrentía y sólo uno de ellos (el más grande) deberá entrar al conjunto de datos. Adicionalmente, para la predicción de la frecuencia de eventos futuros, la restricción de homogeneidad requiere que los datos disponibles sean representativos de caudales futuros (por ejemplo, que no habrá nuevas estructuras hidráulicas, desviaciones, cambios en el uso de la tierra, etc., para el caso de datos de caudal).

2.3.2. Análisis estadístico de datos hidrológicos

En una serie de datos estadísticos de una estación hidrológica de medidas es indispensable resumir esta multitud de cifras en elementos característicos que definan la estación desde el punto de vista considerado. Se busca definir una serie de n observaciones de valores individuales x_i con $i \leq n$, desde los tres puntos de vista siguientes:

2.3.2.1. Valor central o dominante de la serie

- **Media.** La media aritmética se define como:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad [2.18]$$

- **Mediana.** Se define como el valor que divide las frecuencias de una distribución de probabilidades en partes iguales o, en otras palabras, es el valor que ocurre con una probabilidad del 50%. El mismo concepto es aplicable a una tabla de frecuencias de una serie de datos agrupados en clases o categorías. La mediana, en problemas hidrológicos, es muchas

veces la medida más conveniente de la tendencia central de una serie de datos, porque no se ve afectada por valores extremos.

- **Moda.** Es el valor que ocurre con mayor frecuencia en una distribución de probabilidad o en una tabla de frecuencia de una serie de datos agrupados en clases o categorías.

2.3.2.2. Dispersión o fluctuación de diversas observaciones alrededor del valor central

- **Desviación Estándar, S.** La desviación estándar o típica se define como:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad [2.19]$$

- **Varianza, Var:**

$$\text{Var} = S^2 \quad [2.20]$$

2.3.2.3. Rango

Diferencia entre los valores mayor y menor de la serie.

2.3.2.4. Coeficiente de variación

Se define como la relación entre la desviación estándar y la media de la muestra:

$$C_v = \frac{S}{\bar{X}} \quad [2.21]$$

2.3.2.5. Coeficiente de asimetría o sesgo, Cs

Mide el grado de asimetría de los datos ordenados en relación con el valor medio.

$$C_s = \frac{a}{S^3} \quad [2.22]$$

$$a = \frac{n}{(n - 1)(n - 2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^3 \quad [2.23]$$

Como eje de simetría se considera una recta paralela al eje de ordenadas que pasa por la media de los datos. Si una distribución es simétrica, existe el mismo número de valores a la derecha que a la izquierda de la media, por tanto, el mismo número de desviaciones con signo positivo que con signo negativo. Se dice que hay asimetría positiva (o a la derecha) si la "cola" a la derecha de la media es más larga que la de la izquierda; es decir, si hay valores más separados de la media a la derecha. Se dice que hay asimetría negativa (o a la izquierda) si la "cola" a la izquierda de la media es más larga que la de la derecha; es decir, si hay valores más separados de la media a la izquierda.

2.3.3. Variable aleatoria y función de probabilidad

Se define una variable aleatoria como una cantidad variable x por medio de la cual sea posible definir una función $P(x_i)$ que, para cada valor real x que la variable aleatoria pueda tomar, mida la probabilidad de que se verifiquen valores de x menores o al menos iguales a x . Esta función $P(x_i)$ se denomina función de probabilidad acumulada.

$$P(x \leq x_i) = P(x_i) \quad [2.24]$$

En general, y para no crear confusión, $P(x) = P(x_i)$, en donde $P(x)$ es el valor tomado por la función de distribución acumulativa de la variable aleatoria, en correspondencia con un valor específico x .

En relación con el coeficiente de asimetría o sesgo, en una distribución de probabilidad, se tiene (Figura 2.1):

$C_s = 0$ Distribución simétrica

$C_s > 0$ Distribución oblicua o asimétrica hacia la derecha

$C_s < 0$ Distribución oblicua o asimétrica hacia la izquierda

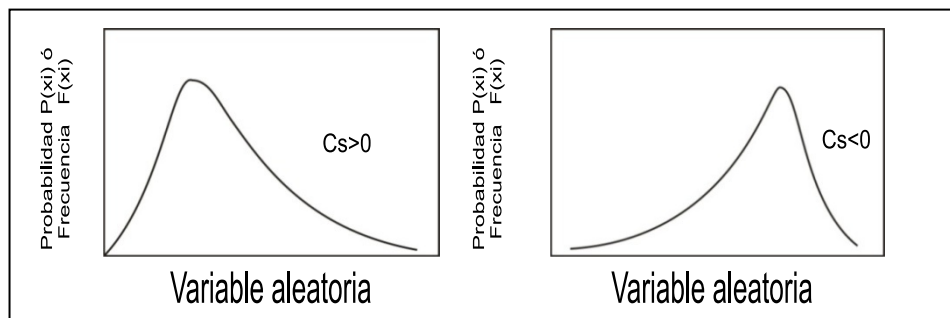


Figura 2.1. – Forma de las distribuciones probabilísticas asimétricas

2.3.4. Ajuste de datos históricos a distribuciones probabilísticas e inferencias estadísticas

2.3.4.1. Introducción

En obras hidráulicas se exige la determinación de la magnitud de las características hidrológicas que pudieran ocurrir con cierta frecuencia para valores máximos durante un período determinado. Para esto, se deben analizar estadísticamente las observaciones realizadas en los puestos de medida, verificando con qué frecuencia tomaría cada una de ellas determinado valor. Posteriormente, se pueden evaluar las probabilidades teóricas.

Con el fin de ir más allá de los datos históricos suministrados por los registros a disposición (es decir, poder calcular estadísticamente eventos hidrológicos en un futuro, como caudales de creciente), es necesario ajustar los datos a distribuciones de probabilidad conocidas (como la Gumbel o la log-Pearson tipo III, en el caso de valores extremos) y, si el ajuste es adecuado, elaborar inferencias estadísticas, es decir, ir más allá de tales datos y calcular sus valores con probabilidades mayores o menores a las suministradas por los mismos y, aún más, dar una mejor estimación en el rango de probabilidades dado por los referidos datos históricos.

2.3.4.2. Posiciones de graficación en papel probabilístico

Los datos observados pueden ser clasificados en orden creciente de acuerdo con su valor y a cada uno se le puede atribuir un número de orden i , desde 1 hasta n , siendo este último valor el número de datos de la muestra.

La frecuencia con que sea igualado o superado un evento de orden i , de acuerdo con la fórmula de Weibull, que se propone para este Manual, es:

$$F(x \leq x_i) = \frac{1}{n+1} \quad [2.25]$$

Se debe hacer notar que existen otras fórmulas de graficación, tales como: California, Hazen, Beard, Chegodayev, Blom, Tukey y Gringorten.

Ahora bien, considerando a $F(x \leq x_i)$ como una muy buena aproximación de la probabilidad teórica $P(x \leq x_i)$, los datos históricos x_i con su frecuencia acumulada $F(x \leq x_i)$ se pueden graficar en papel probabilístico de la distribución Gumbel o en cualquier otra distribución de probabilidad, y si el ajuste es adecuado, calculado éste mediante la recta de mejor ajuste, se pueden elaborar inferencias estadísticas, como ya fue mencionado.

2.3.4.3. Recta de mejor ajuste y bondad del ajuste

La recta de mejor ajuste de los datos históricos a una distribución de probabilidad se calcula encontrando los parámetros de la misma a través, por ejemplo, de los métodos de momentos, mínimos cuadrados, máxima verosimilitud y momentos ponderado.

Finalmente, para medir la bondad del ajuste de los datos históricos a la recta de mejor ajuste y poder efectuar las inferencias estadísticas deseadas, se utilizan los métodos, por ejemplo, de Chi Cuadrado o de Smirnov-Kolmogorov.

2.3.4.4. Pruebas de bondad del ajuste

Existen dos pruebas importantes para medir la bondad del ajuste de los datos históricos a la recta de mejor ajuste:

1) Chi-Cuadrado, χ^2

Para aplicar esta prueba se siguen los siguientes pasos:

- Los datos de la serie histórica disponible se dividen en un número k apropiado de intervalos de clase. El número de intervalos no debe ser inferior a 15 ni superior a 25.
- Se calcula el número esperado de eventos en el mismo intervalo, E_i :

$$E_i = n [F(S_i) - F(I_i)] \quad [2.26]$$

Donde: i : 1, 2, 3, ..., k .

$F(S_i)$: Función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo "i".

$F(I_i)$: Función de distribución de probabilidad en el límite inferior del intervalo "i".

n : Número de datos

- Utilizando los datos ordenados en intervalos de clase, se calcula el valor de C para todas las funciones de distribución analizadas, por medio de la expresión:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^k (N_i - E_i)^2}{E_i} \quad [2.27]$$

Donde: N: Número observado de eventos en el intervalo "i".

- Se define el valor de una variable aleatoria con distribución Chi-Cuadrado (χ^2) para $q = (k-1-m)$ grados de libertad y un nivel de significancia S, donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.
- El valor de $\chi^2_{(1-S), (k-1-m)}$ se obtiene de la Tabla 2.3, que contiene la función de distribución Chi Cuadrado, χ^2 . El valor usual de S es igual a 0.05.
- Se verifica el cumplimiento de la siguiente desigualdad, de lo contrario la función de distribución no se acepta:

$$C \leq \chi^2_{(1-S), (k-1-m)} \quad [2.28]$$

2) Prueba de Kolmogorov-Smirnov

Con esta prueba, la bondad del ajuste se determina de la siguiente manera:

- Inicialmente se define el valor de la función de distribución de probabilidad observada, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_0(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad [2.29]$$

Donde: m: Número de orden de cada uno de los datos de la serie disponible, ordenados de mayor a menor.

n: Número total de datos de la serie.

- Se calcula el parámetro S, que representa el valor absoluto de la diferencia entre la función de distribución de probabilidad observada $F_0(X_m)$ y la estimada $F(X_m)$:

$$F_0(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad [2.30]$$

- Se determina el valor crítico C del anterior parámetro, el cual se toma de la Tabla 2.4, en función del número de datos de la serie disponible y del nivel de significancia que se seleccione. En hidrología se suele tomar un nivel de significancia entre 0.05 y 0.10, valores que corresponden a intervalos de confianza entre 0.95 y 0.90 respectivamente.
- Si $S < C$, el ajuste es correcto, y se ajusta la función de distribución que se está analizando.

Tabla 2.3. - Valores percentiles para la distribución Chi – Cuadrado con v grados de libertad

v	$X^2_{0.995}$	$X^2_{0.99}$	$X^2_{0.975}$	$X^2_{0.95}$	$X^2_{0.90}$	$X^2_{0.75}$	$X^2_{0.50}$	$X^2_{0.25}$	$X^2_{0.10}$	$X^2_{0.05}$	$X^2_{0.025}$	$X^2_{0.01}$	$X^2_{0.005}$
1	7.88	6.63	5.02	3.84	2.71	1.32	0.455	0.102	0.0158	0.0039	0.0010	0.0002	0.0000
2	10.6	9.21	7.38	5.99	4.61	2.77	1.39	0.575	0.211	0.103	0.0506	0.0201	0.0100
3	12.8	11.3	9.35	7.81	6.25	4.11	2.37	1.21	0.584	0.352	0.216	0.115	0.072
4	14.9	13.3	11.1	9.49	7.78	5.39	3.36	1.92	1.06	0.711	0.484	0.297	0.207
5	16.7	15.1	12.8	11.1	9.24	6.63	4.35	2.67	1.61	1.15	0.831	0.554	0.412
6	18.5	16.8	14.4	12.6	10.6	7.84	5.35	3.45	2.20	1.64	1.24	0.872	0.676
7	20.3	18.5	16.0	14.1	12.0	9.04	6.35	4.25	2.83	2.17	1.69	1.24	0.989
8	22.0	20.1	17.5	15.5	13.4	10.2	7.34	5.07	3.49	2.73	2.18	1.65	1.34
9	23.6	21.7	19.0	16.9	14.7	11.4	8.34	5.90	4.17	3.33	2.70	2.09	1.73
10	25.2	23.2	20.5	18.3	16.0	12.5	9.34	6.74	4.87	3.94	3.25	2.56	2.16
11	26.8	24.7	21.9	19.7	17.3	13.7	10.3	7.58	5.58	4.57	3.82	3.05	2.60
12	28.3	26.2	23.3	21.0	18.5	14.8	11.3	8.44	6.30	5.23	4.40	3.57	3.07
13	29.8	27.7	24.7	22.4	19.8	16.0	12.3	9.30	7.04	5.89	5.01	4.11	3.57
14	31.3	29.1	26.1	23.7	21.1	17.1	13.3	10.2	7.79	6.57	5.63	4.66	4.07
15	32.8	30.6	27.5	25.0	22.3	18.2	14.3	11.0	8.55	7.26	6.26	5.23	4.60
16	34.3	32.0	28.8	26.3	23.5	19.4	15.3	11.9	9.31	7.96	6.91	5.81	5.14
17	35.7	33.4	30.2	27.6	24.8	20.5	16.3	12.8	10.1	8.67	7.56	6.41	5.70
18	37.2	34.8	31.5	28.9	26.0	21.6	17.3	13.7	10.9	9.39	8.23	7.01	6.26
19	38.6	36.2	32.9	30.1	27.2	22.7	18.3	14.6	11.7	10.1	8.91	7.63	6.84
20	40.0	37.6	34.2	31.4	28.4	23.8	19.3	15.5	12.4	10.9	9.59	8.26	7.43
21	41.4	38.9	35.5	32.7	29.6	24.9	20.3	16.3	13.2	11.6	10.3	8.90	8.03
22	42.8	40.3	36.8	33.9	30.8	26.0	21.3	17.2	14.0	12.3	11.0	9.54	8.64
23	44.2	41.6	38.1	35.2	32.0	27.1	22.3	18.1	14.8	13.1	11.7	10.2	9.26
24	45.6	43.0	39.4	36.4	33.2	28.2	23.3	19.0	15.7	13.8	12.4	10.9	9.89
25	46.9	44.3	40.6	37.7	34.4	29.3	24.3	19.9	16.5	14.6	13.1	11.5	10.5
26	48.3	45.6	41.9	38.9	35.6	30.4	25.3	20.8	17.3	15.4	13.8	12.2	11.2
27	49.6	47.0	43.2	40.1	36.7	31.5	26.3	21.7	18.1	16.2	14.6	12.9	11.8
28	51.0	48.3	44.5	41.3	37.9	32.6	27.3	22.7	18.9	16.9	15.3	13.6	12.5
29	52.3	49.6	45.7	42.6	39.1	33.7	28.3	23.6	19.8	17.7	16.0	14.3	13.1
30	53.7	50.9	47.0	43.8	40.3	34.8	29.3	24.5	20.6	18.5	16.8	15.0	13.8
40	66.8	63.7	59.3	55.8	51.8	45.6	39.3	33.7	29.1	26.5	24.4	22.2	20.7
50	79.5	76.2	71.4	67.5	63.2	56.3	49.3	42.9	37.7	34.8	32.4	29.7	28.0
60	92.0	88.4	83.3	79.1	74.4	67.0	59.3	52.3	46.5	43.2	40.5	37.5	35.5
70	104.2	100.4	95.0	90.5	85.5	77.6	69.3	61.7	55.3	51.7	48.8	45.4	43.3
80	116.3	112.3	106.6	101.9	96.6	88.1	79.3	71.1	64.3	60.4	57.2	53.5	51.2
90	128.3	124.1	118.1	113.1	107.6	98.6	89.3	80.6	73.3	69.1	65.6	61.8	59.2
100	140.2	135.8	129.6	124.3	118.5	109.1	99.3	90.1	82.4	77.9	74.2	70.1	67.3

Tabla 2.4. - Valores de cuantiles superiores de la distribución estadística de Kolmogorov – Smirnov (Referencia 2.8)

n	PROBABILIDAD DE LOS INTERVALOS DE CONFIANZA				
	0.80	0.85	0.90	0.95	0.99
1	0.900	0.925	0.950	0.975	0.995
2	0.684	0.726	0.776	0.842	0.929
3	0.565	0.597	0.642	0.708	0.828
4	0.494	0.525	0.564	0.624	0.733
5	0.446	0.474	0.510	0.565	0.669
6	0.410	0.436	0.470	0.521	0.618
7	0.381	0.405	0.438	0.486	0.577
8	0.358	0.381	0.411	0.457	0.543
9	0.339	0.360	0.388	0.432	0.514
10	0.322	0.342	0.368	0.410	0.490
11	0.307	0.326	0.352	0.391	0.468
12	0.295	0.313	0.338	0.375	0.450
13	0.284	0.302	0.325	0.361	0.433
14	0.274	0.292	0.314	0.349	0.418
15	0.266	0.283	0.304	0.338	0.404
16	0.258	0.274	0.295	0.328	0.392
17	0.250	0.266	0.286	0.318	0.381
18	0.244	0.259	0.278	0.309	0.371
19	0.237	0.252	0.272	0.301	0.363
20	0.231	0.246	0.264	0.294	0.356
25	0.210	0.220	0.240	0.270	0.320
30	0.190	0.200	0.220	0.240	0.290
35	0.180	0.190	0.210	0.230	0.270

2.3.5. Distribuciones de probabilidad de valores máximos

Los valores máximos en hidrología de drenaje (precipitación o caudales), deben ser tratados a través de distribuciones probabilísticas.

Aunque existen numerosas distribuciones de probabilidad para valores máximos, es muy común en hidrología utilizar para estos valores las

distribuciones de probabilidad Gumbel (escuela europea) y log-Pearson Tipo III (escuela americana).

2.3.5.1. Distribución de probabilidad de Gumbel

Es una función de probabilidad utilizada usualmente para valores máximos aleatorios sacados de poblaciones suficientemente grandes.

$$P(x \leq x_i) = e^{-e^{y_i}} \quad [2.31]$$

Donde: x_i : Variable aleatoria.

e : Base de los logaritmos neperianos

y_i : Variable reducida

Tomando la solución de ajuste a esta distribución de probabilidad por medio del método de los momentos (se debe hacer notar que existen otros métodos de ajuste a ésta y a distribuciones probabilísticas existentes, como el de máxima verosimilitud, el de momentos ponderado y el de mínimos cuadrados), se tiene:

$$y_i = a(x_i - x_f) \quad [2.32]$$

$$a = \frac{S_n}{S} \quad [2.33]$$

$$x_f = \bar{X} - S \frac{Y_n}{S_n} \quad [2.34]$$

Donde: \bar{X} : Promedio aritmético de la muestra.

S : Desviación estándar o típica de los datos de la muestra.

X_i : Datos de la muestra, desde "i" igual a uno (1) hasta "n".

Y_n, S_n : Media y desviación estándar de la variable reducida "y". Dependen del número de años de registros de la muestra "n". Sus valores de presentan en la Tabla 2.5.

X_f, a : Parámetros que dependen del número de años de la muestra y de Y_n, S_n, \bar{X} y S .

La función teórica de probabilidad de Gumbel posee un coeficiente de asimetría o sesgo C_s igual 1.139. Esto significa que si los datos de una muestra se ajustan a esta distribución, su coeficiente de asimetría debe estar cercano a este valor.

Tabla 2.5. - Distribución Gumbel. Valores de Y_n y S_n (Referencia 2.9)

n	Y_n	S_n	n	Y_n	S_n	n	Y_n	S_n
2	0.4043	0.4984	37	0.5418	1.1339	84	0.5576	1.1967
3	0.4286	0.6435	38	0.5424	1.1363	86	0.5580	1.1980
4	0.4458	0.7315	39	0.5430	1.1388	88	0.5583	1.1994
5	0.4588	0.7928	40	0.5436	1.1413	90	0.5586	1.2007
6	0.4690	0.8388	41	0.5442	1.1436	92	0.5589	1.2020
7	0.4774	0.8749	42	0.5448	1.1458	94	0.5592	1.2032
8	0.4843	0.9043	43	0.5453	1.1480	96	0.5595	1.2044
9	0.4902	0.9288	44	0.5458	1.1499	98	0.5598	1.2055
10	0.4952	0.9497	45	0.5463	1.1519	100	0.5600	1.2065
11	0.4996	0.9676	46	0.5468	1.1538	150	0.5646	1.2253
12	0.5035	0.9833	47	0.5473	1.1557	200	0.5672	1.2360
13	0.5070	0.9972	48	0.5477	1.1574	250	0.5688	1.2429
14	0.5100	1.0095	49	0.5481	1.1590	300	0.5699	1.2479
15	0.5128	1.0206	50	0.5485	1.1607	400	0.5714	1.2545
16	0.5157	1.0316	51	0.5489	1.1623	500	0.5724	1.2588
17	0.5181	1.0411	52	0.5493	1.1638	750	0.5738	1.2651
18	0.5202	1.0493	53	0.5497	1.1653	1000	0.5745	1.2685
19	0.5220	1.0566	54	0.5501	1.1667			
20	0.5236	1.0628	55	0.5504	1.1681			
21	0.5252	1.0696	56	0.5508	1.1696			
22	0.5368	1.0754	57	0.5511	1.1708			
23	0.5283	1.0811	58	0.5515	1.1721			
24	0.5296	1.0864	59	0.5518	1.1734			
25	0.5309	1.0915	60	0.5521	1.1747			
26	0.5320	1.0961	62	0.5527	1.1770			
27	0.5332	1.1004	64	0.5533	1.1793			
28	0.5343	1.1047	66	0.5538	1.1814			
29	0.5353	1.1086	68	0.5543	1.1834			
30	0.5362	1.1124	70	0.5548	1.1854			
31	0.5371	1.1159	72	0.5552	1.1873			
32	0.5380	1.1193	74	0.5557	1.1890			
33	0.5388	1.1226	76	0.5561	1.1906			
34	0.5396	1.1255	78	0.5565	1.1923			
35	0.5403	1.1285	80	0.5569	1.1938			
36	0.5410	1.1313	82	0.5572	1.1953	∞	0.5772	1.2826

En la Figura 2.2 se presenta el papel probabilístico de Gumbel, donde los registros históricos de la variable aleatoria hidrológica que se ajustan a esta distribución son representados a través de una línea recta:

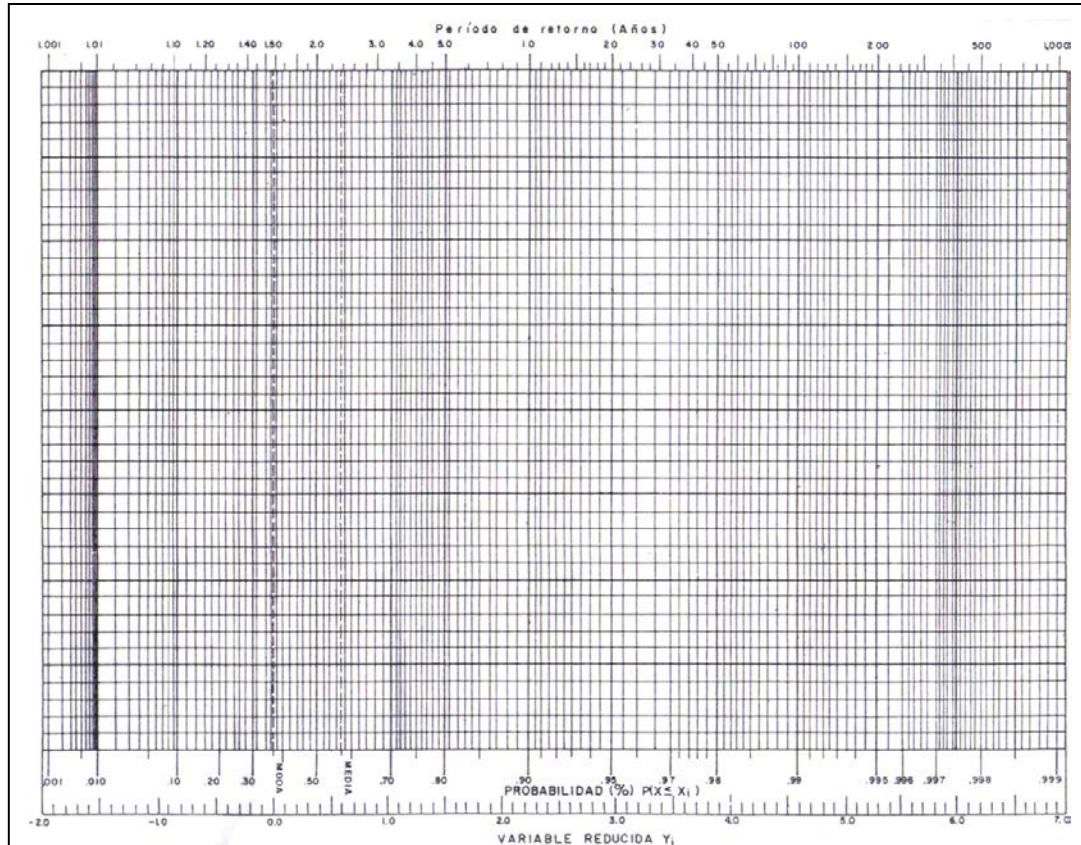


Figura 2.2. – Papel probabilístico de Gumbel

Para el caso de esta distribución de probabilidad de Gumbel, para calcular la recta de mejor ajuste de los datos históricos, en el método de momentos se utilizan las características estadísticas de la muestra, como media y desviación típica, y se relacionan con la variable original y la variable reducida mediante una ecuación (que, a su vez, está ligada a la probabilidad) para el cálculo de la recta de mejor ajuste, la cual es graficada en papel probabilístico.

Para el caso de esta distribución Gumbel, y el método de momentos, se tiene de la ecuación [2.32]:

$$x_i = X_f + \frac{Y_i}{a} \quad [2.35]$$

De esta manera, conocidos a y X_i con las características estadísticas de la muestra histórica y su número de datos, se dan valores a y_i en la ecuación [2.35] para obtener valores respectivos de x_i , y poder trazar la línea recta.

2.3.5.2. Distribución de probabilidad log-Pearson tipo III

Benson (1968) reportó un método de análisis de frecuencias basado en la distribución log-Pearson tipo III (método factor de frecuencia), que se obtiene cuando se usan los logaritmos de los datos observados x_i junto con la distribución probabilística Pearson tipo III.

Este método se puede aplicar de la siguiente manera:

- 1) Se transforman las n magnitudes de los valores máximos anuales hidrológicos x_i a sus valores logarítmicos (base 10) y_i :

$$y_i = \text{Log } X_i, \text{ para } i = 1, 2, 3, \dots, n \quad [2.36]$$

- 2) Se calcula la media de los logaritmos, \bar{Y} :

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad [2.37]$$

- 3) Se calcula la desviación típica de los logaritmos, S_y :

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n - 1}} \quad [2.38]$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=0}^n (y_i - \bar{Y})^3}{(n - 1)(n - 2) S_y^3} \quad [2.39]$$

- 4) Se calcula el valor de la variable transformada y para un periodo de retorno T :

$$Y_T = \bar{Y} + S_y K_T \quad [2.40]$$

En donde K_T se obtiene de la Tabla 2.6 y de la Tabla 2.7, con C_s y el período de retorno T (o la probabilidad de excedencia) conocidos.

5) Se calcula el valor de la variable original con un periodo de retorno T:

$$X_T = \text{Antilog } Y_T \quad [2.41]$$

– **Ejemplo de Aplicación**

Ejemplo

Se deben analizar los datos de caudales máximos instantáneos anuales para el río Putumayo, en una zona de cruce con la vía que conduce de San Miguel a Santa Ana. Justamente en la zona de cruce se encuentra ubicada la estación Puente Texas, la cual es una estación limnimétrica, y presenta el siguiente registro histórico:

VALORES MAXIMOS MENSUALES DE CAUDALES (m ³ /s)													
LATITUD	34	N	TIPO EST	LM	IDEAM	DEPTO	PUTUMAYO	ESTACION:	PUENTE TEXAS	4701716			
LONGITUD	7634	W	ENTIDAD	1		MUNICIPIO	PUERTO ASIS	FECHA-INSTALACION		1981-JUN			
ELEVACION	250	m.s.n.m	REGIONAL	7	NARIÑO - CAUCA	CORRIENTE	PUTUMAYO	FECHA-SUSPENSION					
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	VR ANUAL
1982				2738,0	1523,0	3055,0	2114,0	1706,0	997,0	1394,0	1250,0	1015,0	3055,0
1983	862,0	1830,0	1860,0	2042,0	2504,0	1385,0	1250,0	1466,0	969,0	1067,0	1259,0	1091,0	2504,0
1984	891,0	1475,0	1381,0	1968,0	1403,0	997,0	1631,0	2216,0	2878,0	781,0	965,0	2650,0	2878,0
1985	928,0	974,0	793,0	765,0	1870,0	2211,0	2705,0	1295,0	552,0	1385,0	2626,0	858,0	2705,0
1986	796,0	537,0	678,0	1979,0	1373,0	3695,0	3390,0	503,0	2140,0	2800,0		860,0	3695,0
1987	1260,0	2245,0	500,0	2440,0	1415,0	2390,0	2973,0	1469,0	1030,0	553,0	534,0	657,0	2973,0
1988	1134,0	1784,0	1075,0	1342,0	2978,0	2579,0	1674,0	1082,0	1774,0	1313,0	1380,0	808,0	2978,0
1989	994,0	1195,0	935,0	1580,0	2245,0	2340,0	2649,0	1709,0	1102,0	916,0	892,0	430,0	2649,0
1990	1314,0	1228,0	1300,0	1358,0	2702,0	3996,0	2659,0	1444,0	1597,0	1018,0	997,0	1396,0	3996,0
1991	653,0	1668,0	1492,0	1032,0	1709,0	1709,0	2056,0	1016,0	1628,0	850,0	1593,0	746,0	2056,0
1992	866,0	858,0	746,0	828,0	1036,0	903,0	4420,0	1409,0	1674,0	1091,0	1998,0	1044,0	4420,0
1993	3097,0	2027,0	1294,0	1709,0	2010,0	1998,0	2822,0	1975,0	1322,0	1322,0	1651,0	1848,0	3097,0
1994	1639,0	971,0	1882,0	1761,0	1940,0	2403,0	2837,0	2548,0	1467,0	1173,0	850,0	1796,0	2837,0
1995	931,0	535,0	1438,0	1801,0	2056,0	1940,0	742,0	890,0	890,0	1853,0	2259,0	1651,0	2259,0
1996	1406,0	1061,0	806,0	1115,0	1142,0								1406,0
1997			1411,0	1440,0	1764,0	1796,0	1786,0	1682,0	897,0	1085,0	1185,0	1034,0	1796,0
1998	509,0	837,0	988,0	1432,0	1726,0	1758,0	1992,0	1787,0	764,0	1077,0	980,0	624,0	1992,0
1999	1323,0	1174,0	785,0	1435,0	1260,0	1707,0	1527,0	1680,0	1375,0	1169,0	1088,0	1075,0	1707,0
2000	1023,0	733,0	847,0	1510,0	1922,0	1484,0	1320,0	1289,0	1276,0	1255,0	1034,0	1479,0	1922,0
2001	1000,0	788,0	848,0	1889,0	1827,0	2121,0	1562,0	1930,0	2055,0	1203,0	1003,0	1761,0	2121,0
2002	1203,0	1176,0	1510,0	1244,0	1675,0	1751,0	1579,0	1169,0	1346,0	966,0	1545,0	1033,0	1751,0
2003	664,0	835,0	1142,0	2166,0	1923,0	1497,0	1142,0	1510,0	1723,0	1820,0	1408,0	2031,0	2166,0
2004	1006,0	220,0	2823,0	2823,0	2027,0	1975,0	1569,0	1582,0	1569,0	1203,0	1339,0	1483,0	2823,0
2005	1459,0	966,0	1128,0	1647,0	2339,0	1572,0	1699,0	1118,0	1230,0	1965,0	1244,0	1665,0	2339,0
2006	1510,0	1230,0	1067,0	1579,0	1854,0	2131,0	2304,0	1169,0	1785,0	1391,0	1716,0	1545,0	2304,0
MEDIOS	1151,0	1146,0	1197,0	1665,0	1849,0	2062,0	2150,0	1479,0	1418,0	1277,0	1339,0	1274,0	1500,6
MAXIMOS	3097,0	2245,0	2823,0	2823,0	2978,0	3996,0	4420,0	2548,0	2878,0	2800,0	2626,0	2650,0	4420,0
MINIMOS	509,0	220,0	500,0	765,0	1036,0	903,0	1142,0	503,0	552,0	553,0	534,0	430,0	220,0

Solución

A partir de los anteriores datos se realiza el siguiente análisis:

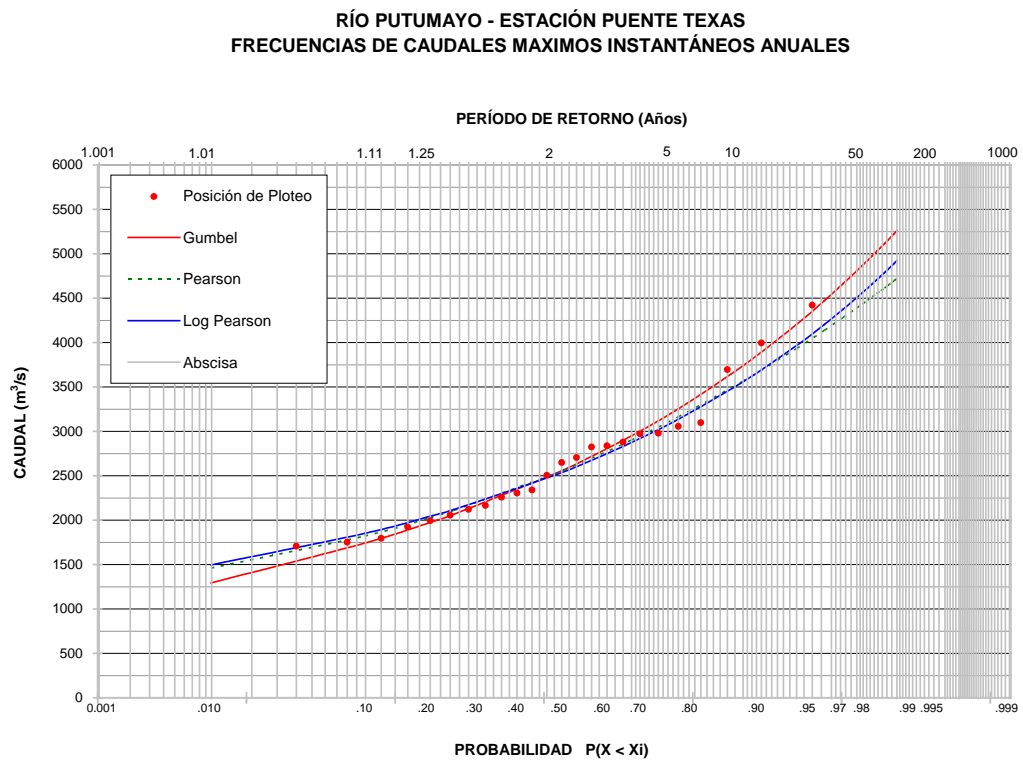
RÍO PUTUMAYO - ESTACIÓN LIMNIMÉTRICA PUENTE TEXAS CAUDALES MÁXIMOS ANUALES HISTÓRICOS	
AÑO	CAUDAL (m³/s)
1982	3055
1983	2504
1984	2878
1985	2705
1986	3695
1987	2973
1988	2978
1989	2649
1990	3996
1991	2056
1992	4420
1993	3097
1994	2837
1995	2259
1996	1406*
1997	1796
1998	1992
1999	1707
2000	1922
2001	2121
2002	1751
2003	2166
2004	2823
2005	2339
2006	2304
Número de Datos	24
Media	2625.96
Desviación Típica	702.97
Coefficiente de Asimetría	0.92
Nota: el dato con (*) no fue tomado en cuenta por provenir de un año incompleto.	

Aplicando los análisis probabilísticos respectivos se obtienen los siguientes resultados:

RÍO PUTUMAYO - ESTACIÓN LIMNIMÉTRICA PUENTE TEXAS FRECUENCIA DE CAUDALES MÁXIMOS ANUALES		
PERÍODO DE RETORNO (Años)	DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA	
	GUMBEL (m ³ /s)	LOG- PEARSON (m ³ /s)
2	2520.4	2505.5
5	3253.8	3136.4
10	3739.3	3558.3
20	4205.1	3967.4
50	4807.9	4507.3
100	5259.7	4922.4
chi 2	91.54	120.38

Al observar la prueba del Chi² se obtiene que el mejor ajuste lo presenta la ecuación de Gumbel.

A partir de los datos obtenidos se presenta la siguiente gráfica:



2.4. PERIODO DE RETORNO DE EVENTOS HIDROLÓGICOS MÁXIMOS EN OBRAS DE DRENAJE VIAL

2.4.1. Periodo de retorno o intervalo de recurrencia

Se define como periodo de retorno T de eventos hidrológicos máximos en obras de drenaje vial, el tiempo promedio, expresado en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez.

El periodo de retorno T está ligado a la probabilidad de una distribución probabilística mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{1}{P(x \geq x_i)} = \frac{1}{1 - P(x \leq x_i)} \quad [2.42]$$

2.4.2. Relación entre el periodo de retorno, el riesgo permisible de excedencia y la vida útil de la obra

El periodo de retorno de la creciente de diseño de una obra de drenaje vial está ligado a la probabilidad de excedencia del caudal máximo instantáneo (o al riesgo permisible de que el caudal de diseño sea superado) durante la vida útil de la obra, mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - k)^{1/n}} \quad [2.43]$$

Donde: T : Periodo de retorno, en años.

k : Riesgo permisible, adimensional.

n : Vida útil de la obra, en años.

Tabla 2.6. - Valores de K_T para coeficientes de asimetría positivos .Distribución log - Pearson tipo III (Referencia 2.9)

COEFICIENTE DE ASIMETRÍA C_s	PERIODO DE RETORNO (Años)							
	1.0101	2	5	10	25	50	100	200
	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA $P(y \geq y_i)$							
	0.99	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.667	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-1.037	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.660	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-1.806	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-1.880	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-2.104	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.178	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0	-2.326	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Tabla 2.7. - Valores de K_T para coeficientes de asimetría negativos. Distribución log - Pearson tipo III (Referencia 2.9)

COEFICIENTE DE ASIMETRÍA C_s	PERIODO DE RETORNO (Años)							
	1.0101	2	5	10	25	50	100	200
	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA $P(y \geq y_i)$							
	0.99	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
.0	-2.326	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	-2.400	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	-2.472	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	-2.544	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	-2.615	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	-2.686	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	-2.755	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	-2.824	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	-2.891	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	-2.957	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	-3.022	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	-3.087	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-3.330	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.388	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	-3.444	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	-3.499	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	-3.553	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	-3.605	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3.656	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3.753	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3.845	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3.889	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3.932	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	-4.051	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

Es usual tomar riesgos permisibles en obras de drenaje de vías en el rango entre 0.05 y 0.10, dependiendo de la importancia de la obra, que indirectamente está ligada al caudal pico de escorrentía superficial y a los daños que se causarían cuando la obra es desbordada en su caudal de diseño.

2.4.3. Periodos de retorno de obras de drenaje vial

Se deberán adoptar los siguientes periodos de retorno para el cálculo de caudales máximos instantáneos anuales en obras de drenaje vial:

Tabla 2.8. - Periodos de retorno de diseño en obras de drenaje vial

TIPO DE OBRA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS) ¹
Cunetas	5
Zanjas de Coronación ²	10
Estructuras de Caída ²	10
Alcantarillas de 0.90 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0.90 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10 m)	25
Puentes de luz mayor o igual a 10 m y menor a 50 m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50 m	100
Drenaje subsuperficial	2

Notas: ¹ El periodo de retorno de diseño de las obras podrá variarse, a juicio del ingeniero Consultor, para casos especiales, debidamente justificados.

² En caso de que los taludes de corte de la vía sean inestables se podrá incrementar este periodo de retorno, a juicio del ingeniero Consultor.

2.5. METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES Y CRECIENTES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES DE CRECIENTES

2.5.1. Con datos históricos de caudal en el sitio de proyecto

Si se cuenta con una estación hidrométrica sobre una corriente de agua de la hoya hidrográfica hasta el sitio de proyecto de cruce con la vía que se estudia, con datos históricos de caudal máximo instantáneo, se toman sus valores máximos instantáneos anuales, se ajustan a distribuciones probabilísticas conocidas, y se hacen inferencias estadísticas, como se indica en el numeral 2.3.4. Se debe tener en cuenta que los caudales máximo instantáneos son los valores de caudal máximo que cruzan por una sección hidrométrica en una corriente, y son registrados en estaciones limnigráficas a través de datos de lecturas de miras máximas instantáneas, integradas con la respectiva curva de calibración de caudales líquidos. En las estaciones limnimétricas solamente se pueden calcular valores puntuales de caudal en las horas del día en las cuales se leen las lecturas de mira de las mismas.

2.5.2. Transposición de datos de caudal

Es posible que la estación hidrométrica sobre la corriente de agua que cruza la vía que se estudia no se encuentre exactamente en el sitio de proyecto de la obra de drenaje vial, sino en la misma hoya hidrográfica, en otra ubicación.

Se pueden transferir caudales máximos instantáneos anuales de diferentes periodos de retorno de esta estación hasta el sitio de proyecto, mediante relaciones de áreas de drenaje, así:

$$Q_{SP} = Q_{EH} \times (A_{SP}/A_{EH})^X \quad [2.44]$$

Donde: Q_{SP} : Caudal en el sitio de proyecto, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

Q_{EH} : Caudal en la estación hidrométrica, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

A_{SP} : Área hoya hidrográfica hasta el sitio de proyecto, en kilómetros cuadrados (km^2).

A_{EH} : Área hoya hidrográfica hasta la estación hidrométrica, en kilómetros cuadrados (km^2).

El exponente x es un valor que fluctúa usualmente entre 0.5 y 0.75. A falta de datos de investigación, se acostumbra tomar un valor igual a 0.5.

En todo caso, para la aplicación de esta metodología es imperativo que las áreas de drenaje no sean muy diferentes. En general, esta diferencia no podrá ser mayor o menor al 50 % del valor original del área de drenaje.

La misma metodología se puede aplicar para hoyas hidrográficas que sean hidrológica y climatológicamente homogéneas.

2.5.3. Ejemplo de Aplicación

Ejemplo

En la vía que conduce de San Miguel a Santa Ana en el departamento de Putumayo se presentan cruces con los ríos Guamuez y Putumayo. Para el río Putumayo se tienen datos de caudales históricos en la zona de cruce, con una buena cantidad de datos.

A partir del análisis probabilístico de los datos del río Putumayo se obtuvo el siguiente resultado:

FRECUENCIAS DE CAUDALES MÁXIMOS ANUALES PUENTE RÍO PUTUMAYO	
PERÍODO DE RETORNO (Años)	RÍO PUTUMAYO (m ³ /s)
2	2520.4
5	3253.8
10	3739.3
20	4205.1
50	4807.9
100	5259.7

Se tiene que el río Putumayo tiene una hoya hidrográfica con un área de drenaje igual a 2122.28 km² hasta el sitio de cruce, mientras que para el río Guamuez se tiene una hoya de 1718.18 km² hasta el sitio de cruce.

Debido a que estas dos hoyas tienen características similares, se puede realizar una transposición de caudales, por medio de la relación entre sus áreas.

Solución

Aplicando la ecuación se obtiene:

$$Q_{SP} = Q_{R. Putumayo} * (A_{R. Guamuez} / A_{R. Putumayo})^{0.50}$$

$$Q_{SP} = Q_{R. Putumayo} * (1718.18 \text{ km}^2 / 2122.28 \text{ km}^2)^{0.50}$$

Reemplazando cada valor de caudal del río Putumayo se obtienen los siguientes resultados para el río Guamuez.

FRECUENCIAS DE CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES PUENTES RÍOS GUAMUEZ	
PERÍODO DE RETORNO (Años)	RÍO GUAMUEZ (m³/s)
2	2295.4
5	2963.2
10	3405.4
20	3829.6
50	4378.6
100	4790.0

2.5.4. Análisis regional de caudales máximos instantáneos anuales (Referencia 2.10)

Cuando se cuenta con varias estaciones hidrométricas con datos de caudales máximos instantáneos anuales históricos en una región de cierta magnitud e hidrológicamente homogénea, se puede aplicar el método del análisis regional de frecuencias de esta variable hidrológica.

Para ello, de acuerdo con la referencia bibliográfica 2.4 presentada al final del texto de este informe, se sigue la siguiente metodología:

- a) Se calculan los valores de caudal para diferentes periodos de retorno en cada una de las estaciones hidrométricas.
- b) Se calcula la relación generalizada para la región, entre el caudal con periodo de retorno de 2.33 años $Q_{2.33}$ (caudal promedio en la distribución Gumbel) y el área de drenaje A, con base en los datos de cada una de las estaciones hidrométricas.

$$Q_{2.33} = f(A) \quad [2.45]$$

- c) Para cada estación, se calcula la relación entre el caudal para cada periodo de retorno T definido (dando valores de periodos de retorno iguales a 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años) y el caudal con periodo de retorno de 2.33 años $Q_T/Q_{2.33}$.
- d) Se debe realizar un ensayo (test) de homogeneidad estadístico, con el fin de asegurar que los datos obtenidos correspondan a una región hidrológicamente homogénea. Si el resultado de una de las estaciones queda por fuera de la franja de confianza del referido ensayo, se debe eliminar tal valor. La pregunta de si los datos en un grupo de estaciones son homogéneos, se puede contestar en un sentido estadístico determinando si ellos difieren de uno a otro por cantidades que no pueden ser explicadas al azar. Por otro lado, donde esas diferencias no son más que debidas a la casualidad, se puede concluir que los datos representan aspectos diferentes de la misma entidad y, por consiguiente, pueden ser tenidos como homogéneos.
- e) Se calcula el valor promedio o el valor mediano de la relación $Q_T/Q_{2.33}$ para la región para los diferentes periodos de retorno considerados, con base en los valores individuales para cada estación.
- f) Para una estación no aforada en la región con un área de drenaje A, el valor del caudal con un periodo de retorno determinado Q_T se calcula estableciendo, en primer lugar, el valor del $Q_{2.33}$ con la relación generalizada $Q_{2.33} = f(A)$ para la región y, luego, utilizando la relación generalizada $Q_T/Q_{2.33}$ para la referida región.

Aunque esta metodología es relativamente antigua, aún hoy en día conserva su validez por su respaldo académico y sencillez. Para el lector que quiera profundizar en el tema de análisis regional, se presenta bibliografía adicional (Referencias 2.11, 2.12 y 2.13)

2.5.5. Modelos lluvia – escorrentía

2.5.5.1. Rangos de aplicación según el área de la cuenca

Los modelos lluvia – escorrentía son utilizados cuando no existe la posibilidad de obtener medidas directas de caudales de drenaje en hoyas hidrográficas, y son modelos en los cuales se calcula la escorrentía superficial.

De esta manera, a través de datos históricos de lluvia de corta duración, existentes en la cuenca de interés y representativos de ella, aplicados a la hoya hidrográfica con características específicas geométricas, de suelos, vegetación, etc., se calcula el caudal máximo instantáneo de escorrentía superficial sobre la hoya.

Existen dos métodos para ello:

- 1) Método racional. Existe discrepancia entre los diferentes autores sobre el rango de aplicabilidad del método en relación con el área de drenaje de las hoyas. Valores entre 0.65 y 12.5 km² han sido citados en la literatura técnica. La tendencia actual es usar 1.3 a 2.5 km² como el límite superior para la aplicabilidad del método racional. En este Manual se deberá adoptar un área de drenaje máxima igual a 2.5 km² para el uso de este método.
- 2) Método del hidrograma de escorrentía superficial, utilizado para áreas de drenaje mayores a 2.5 km². Sherman, el autor de la metodología, lo propuso para áreas de drenaje de hasta 20 km², pero es usual utilizarlo en hidrología para valores mayores. Cuando las áreas de drenaje en una cuenca son mayores a este valor, se aconseja subdividirla en subcuencas y aplicar metodologías computacionales (programas HEC-1 o HEC-HMS, por ejemplo) para tener en cuenta el hidrograma de creciente producido por cada una de las subcuencas y su tránsito a través del canal principal de la misma.

2.5.5.2. Método racional

El método racional parte de la definición del coeficiente de escorrentía C , valor adimensional, el cual se puede definir como la relación entre el volumen de escorrentía superficial, V_E , y el volumen de precipitación total, V_P , ambos expresados en m³, así:

$$C = \frac{V_{\text{Escorrentía Superficial}}}{V_{\text{Precipitación Total}}} = \frac{V_E}{V_P} = \frac{\frac{V_E}{t}}{\frac{V_P}{t}} \quad [2.46]$$

Ahora bien:

$$\frac{V_E}{t} = Q_E \quad [2.47]$$

y:

$$\frac{V_P}{t} = i A \quad [2.48]$$

- Donde: Q_E : Caudal de escorrentía superficial, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
- i : Intensidad de precipitación, en metros por segundo (m/s).
- t : Tiempo de duración de la lluvia, en segundos (s).
- A : Área de drenaje de la hoya hidrográfica, en metros cuadrados (m^2).

Entonces:

$$C = \frac{Q_E}{i A} \quad [2.49]$$

El numerador representa el volumen de escorrentía superficial por unidad de tiempo de duración de la lluvia y el denominador representa el volumen de lluvia por unidad de tiempo de esta duración.

$$Q_E = C i A \quad [2.50]$$

Al utilizar la fórmula racional, se supone que el caudal Q_E toma un valor de caudal máximo (pico) Q_P , cuando, debido a una cierta intensidad de lluvia sobre el área de drenaje, es producido por esa precipitación que se mantiene por un tiempo igual al periodo de concentración del caudal en el punto en consideración. Teóricamente, éste es el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo requerido para que la escorrentía superficial fluya desde la parte más remota de la hoya hasta el punto de interés.

Entonces, Q_P corresponde a una lluvia de intensidad i sobre un área de drenaje A , lluvia ésta que dure, como mínimo, un tiempo tal que toda el área de drenaje contribuya a la escorrentía superficial, siendo Q_P el caudal máximo de escorrentía superficial, el cual está dado por:

$$Q_P = C i A \quad [2.51]$$

Ahora bien, si A está dado en km^2 , i en mm/h y Q_P en m^3/s , la anterior ecuación queda igual a:

$$Q_P = 0.278 C i A \quad [2.52]$$

La aplicación de la fórmula racional depende del coeficiente de escorrentía, el cual se encuentra en tablas elaboradas para tal fin. En la Tabla 2.9 y en la Tabla 2.10 se dan valores típicos del coeficiente para áreas urbanas y rurales, respectivamente.

Por otro lado, el valor del coeficiente de escorrentía C se puede determinar también de acuerdo con la siguiente expresión:

$$C = [(Pd - Po)(Pd - 23Po)] / (Pd + 11Po)^2 \quad [2.53]$$

Donde: Po : Parámetro que depende del uso y tipo de suelo, de la cobertura vegetal de la cuenca y de la humedad antecedente del suelo antes del aguacero de diseño, en milímetros (mm).

Pd : Precipitación máxima puntual anual en 24 horas para un periodo de retorno específico, en milímetros (mm).

El valor Po se obtiene a partir de la siguiente expresión que lo relaciona con el número de curva de escurrimiento CN del método del Soil Conservation Service, que se define en el numeral 2.7 de este Manual:

$$Po = (5080 - 50.8 \text{ CN}) / CN \quad [2.54]$$

Tabla 2.9. - Valores del coeficiente de escorrentía en áreas urbanas
(Referencia 2.9)

TIPO DE ÁREA DE DRENAJE	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C
PRADOS	
Suelos arenosos, planos, 2%	0.05 - 0.10
Suelos arenosos, promedio, 2 -7 %	0.15 - 0.20
Suelos pesados (arcillosos), planos, 2%	0.13 - 0.17
Suelos pesados (arcillosos), promedio, 2 -7 %	0.18 - 0.22
Suelos pesados (arcillosos), pendientes, 7%	0.25 - 0.35
DISTRITOS COMERCIALES	
Áreas de centro de ciudad	0.70 - 0.95
Áreas vecinas	0.50 - 0.70
RESIDENCIAL	
Casas individuales separadas	0.30 - 0.50
Casas multifamiliares separadas	0.40 - 0.60
Casas multifamiliares unidas	0.60 - 0.75
Suburbana	0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos de vivienda	0.50 - 0.70
INDUSTRIAL	
Áreas livianas	0.50 - 0.80
Áreas pesadas	0.60 - 0.90
PARQUES CEMENTERIOS	0.10 - 0.25
CAMPOS DE JUEGOS	0.20 - 0.35
ÁREAS DE PATIOS DE FERROCARRILES	0.20 - 0.40
ÁREAS NO DESARROLLADAS	0.10 - 0.30
CALLES	
Asfaltadas	0.70 - 0.95
Concreto	0.80 - 0.95
Ladrillo	0.70 - 0.85
CALZADAS Y ALAMEDAS	0.75 - 0.85
TECHOS	0.75 - 0.95

Tabla 2.10. - Valores del coeficiente de escorrentía en áreas rurales
(Referencia 2.4)

VEGETACIÓN Y TOPOGRAFÍA Y	TEXTURA DEL SUELO		
	FRANCO ARENOSO	FRANCO LIMO ARCILLOSO	ARCILLOSO
BOSQUES			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Montañoso	0.30	0.50	0.60
PASTOS			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Montañoso	0.22	0.42	0.60
TIERRAS CULTIVADAS			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Montañoso	0.52	0.72	0.82
Nota: Plano (pendiente 0 - 5%); Ondulado (pendiente 5 - 10%); Montañoso (pendiente 10 - 30%). Para valores mayores al 30 %, a falta de datos, utilizar los valores para pendientes entre el 10 y el 30 %.			

2.5.5.3. Otras fórmulas similares a la del método racional para cuencas menores

Se presentan estas fórmulas con el fin de que el lector de este Manual tenga otros elementos de juicio cuando se analizan obras de drenaje cuyas áreas de drenaje sean menores o iguales a 2.5 km², y se utiliza el método racional.

Los modelos aplicables a cuencas pequeñas se basan en la relación:

$$Q = K C i^{n1} S^{n2} A^{n3} \quad [2.55]$$

- Donde:
- Q: Caudal máximo instantáneo anual, en metros cúbicos por segundo (m³/s).
 - A: Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados (km²).
 - S: Pendiente del cauce, en metros por kilómetro (m/km). La medida más representativa de la pendiente del

cauce principal es su pendiente media ponderada, la cual se define para los cálculos.

- i: Intensidad de la lluvia correspondiente al tiempo de concentración de la hoya, en milímetros por hora (mm/h).
- C: Coeficiente de escorrentía, igual a la relación entre la precipitación que se convierte en escorrentía superficial y la precipitación total, adimensional.
- K: Coeficiente de transformación de unidades
- n1, n2, n3: Parámetros del modelo

A este tipo de modelos corresponden los siguientes métodos:

1) Método racional

En este método K es igual a 0.278, n1 es igual a 1, n2 es igual a 0, y n3 es igual a 1. De esta manera:

$$Q = 0.278 C i A \quad [2.56]$$

2) Método de Burkli – Ziegler

En este método K es igual a 0.0695, n1 es igual a 1, n2 es igual a 0.25 y n3 es igual a 0.75. De esta manera:

$$Q = 0.0695 C i S^{0.25} A^{0.75} \quad [2.57]$$

3) Método de Mc Math

En este método K es igual a 0.0915, n1 es igual a 1, n2 es igual a 0.20, y n3 es igual a 0.80. De esta manera:

$$Q = 0.0915 C i S^{0.20} A^{0.80} \quad [2.58]$$

2.5.5.4. Ejemplo de Aplicación

Ejemplo

En la vía que conduce de Bucaramanga a Cúcuta se encuentra la quebrada El Calvario la cual cruza con la referida vía. Esta quebrada presenta las siguientes características:

- Área: 0.4735 km²
- Longitud del Cauce: 1231.7 m
- Pendiente: 0.084 m/m
- Tiempo de Concentración: 15 minutos
- Coeficiente de escorrentía: 0.36

Para esta hoya se tienen los siguientes valores de intensidad de precipitación para diferentes periodos de retorno y una duración de la lluvia igual a 15 min:

Periodo de retorno (años)	2	5	10	20	50	100
Intensidad de precipitación (mm)	47.2	55.7	63.1	71.4	84.2	95.4

Solución

Al aplicar los diferentes métodos para hallar caudales, se obtienen los siguientes resultados:

CAUDAL (m ³ /s)			
PERIDO DE RETORNO (AÑOS)	MÉTODO RACIONAL	MÉTODO DE BURKLI ZIEGLER	MÉTODO DE MC MATH
2	1.92	1.76	0.45
5	2.26	2.07	0.53
10	2.56	2.35	0.60
20	2.90	2.66	0.68
50	3.42	3.13	0.80
100	3.88	3.55	0.91

2.5.5.5. Método del hidrograma unitario de escorrentía superficial

2.5.5.5.1. Hidrograma de escorrentía superficial y unitario de una hoya

1) Introducción

Como se mencionó anteriormente, este método se define para áreas de drenaje mayores a 2.5 km².

2) Definición

Es el hidrograma de escorrentía superficial total resultante de un volumen unitario de lluvia neta, uniformemente distribuido en espacio y tiempo. La altura de la lluvia neta o efectiva corresponde con la altura de escorrentía superficial total del hidrograma unitario.

$$dA = \int_0^t Q_e dt \quad [2.59]$$

Donde: d: Lluvia neta o efectiva total, en milímetros (mm).

A: Área de drenaje de la hoya hidrográfica, en kilómetros cuadrados (km²).

Q_e: Escorrentía superficial total, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

t: Tiempo base del hidrograma unitario de la hoya, en horas (h).

La lluvia o precipitación efectiva o neta es igual a la precipitación total menos la interceptación menos la detención superficial menos la infiltración. Para problemas de drenaje superficial se supone, por seguridad, que antes del evento de la precipitación de diseño ha llovido en la cuenca y que, por lo tanto, la interceptación y la detención superficial ya han sido copadas; por lo que la lluvia o precipitación efectiva o neta es igual a la precipitación total menos la interceptación menos la detención superficial menos la infiltración.

En caso de que la lluvia efectiva sea igual a 1 mm, el hidrograma de escorrentía superficial se denomina hidrograma unitario de escorrentía superficial.

De nuevo, las lluvias netas se suponen de distribución uniforme y de intensidad constante en toda el área de drenaje de la hoya.

3) Generalidades

Existen dos suposiciones básicas en la teoría de hidrograma unitario:

- Las variaciones estacionales en las características superficiales de la hoya no se tienen en cuenta; es decir, que se considera que las precipitaciones antecedentes no influyen la distribución en el tiempo de la escorrentía superficial producida por una lluvia determinada.
- Para calcular la escorrentía superficial producida por cualquier otra lluvia neta, diferente de una lluvia neta unitaria, se supone que el sistema es lineal e invariante en el tiempo.

Con estos principios, Sherman introdujo el denominado hidrograma unitario, el cual es una herramienta útil en la transformación de datos de lluvia a caudal.

4) Teoría clásica de linealidad

a) Ancho de base constante del hidrograma de escorrentía superficial

En una hoya dada, los hidrogramas de escorrentía superficial total generados por lluvias de la misma duración tienen el mismo ancho de base, sin importar la intensidad de lluvia neta.

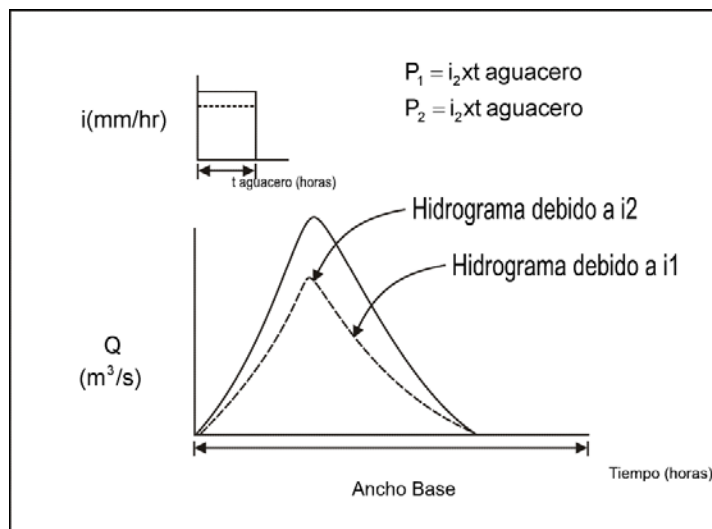


Figura 2.3. – Teoría clásica de linealidad. Ancho de base constante

b) Linealidad

En una hoya dada, los caudales de los hidrogramas de escorrentía superficiales son proporcionales a las alturas de lluvia neta productoras de tales hidrogramas para lluvias de la misma duración. Esto es válido para cualquier tiempo t_i de los hidrogramas.

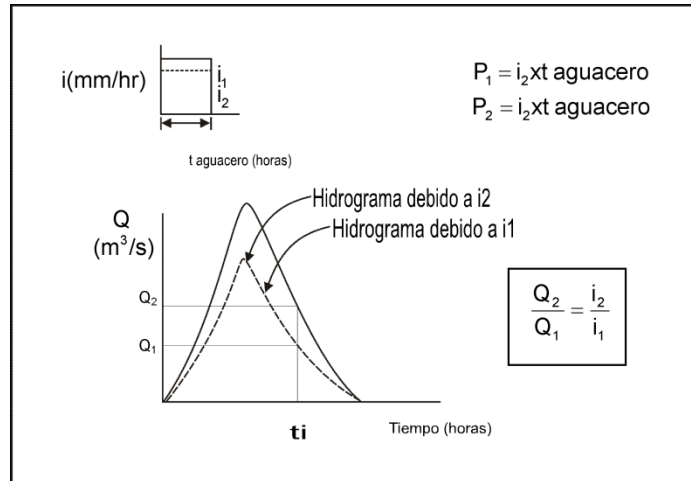
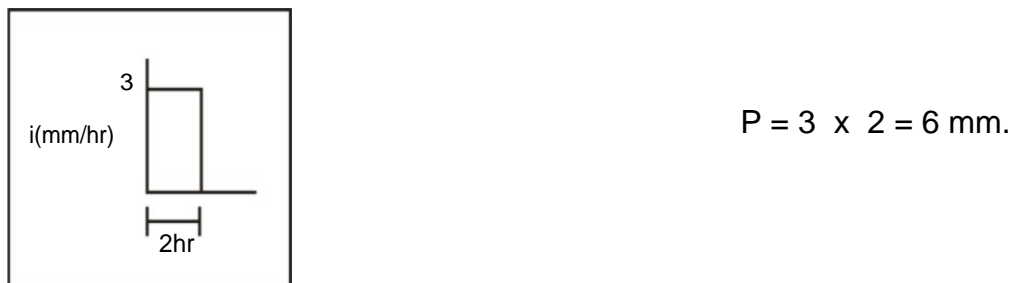


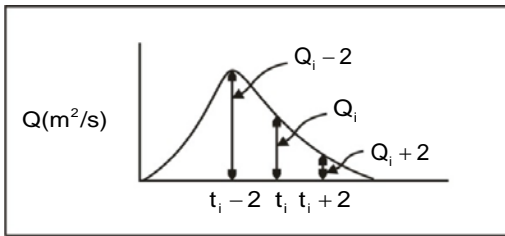
Figura 2.4. – Teoría clásica de linealidad. Principio de linealidad

c) Superposición

Es una consecuencia de los dos anteriores postulados. Los caudales del hidrograma resultante de escorrentía superficial total producidos por lluvias netas sucesivas, pueden ser hallados añadiendo los caudales de los hidrogramas de escorrentía superficial total producidos por lluvias netas individuales, tomando en cuenta los tiempos en que ocurren tales lluvias.

En el ejemplo presentado en las figuras siguientes se ilustra este principio, dado el hietograma de lluvia efectiva y el hidrograma de escorrentía superficial sobre la hoya hidrográfica que se presenta en la Figura 2.5.

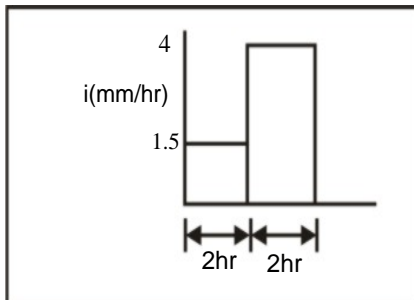




Hidrograma de escorrentía superficial total producido por una lluvia efectiva de intensidad 3 mm/hora y de duración dos horas.

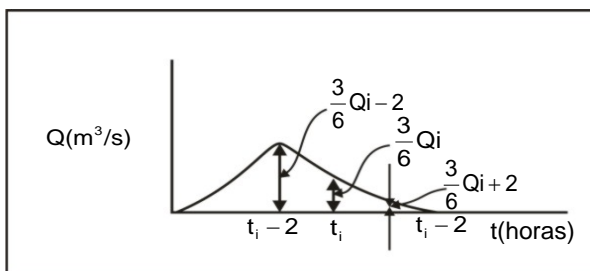
Figura 2.5. Histograma de lluvia efectiva e hidrograma de escorrentía superficial

Encontrar el hidrograma resultante de escorrentía superficial para la siguiente lluvia neta:

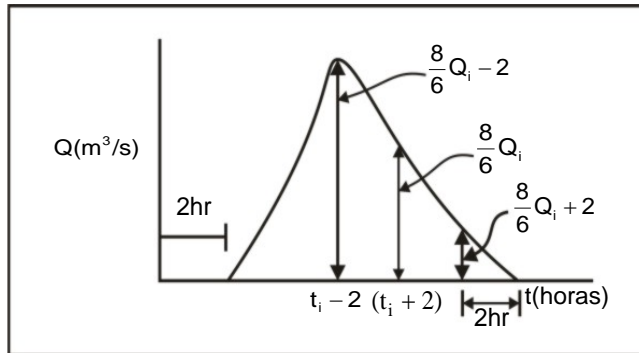


$$P_1 = 1.5 \times 2 = 3 \text{ mm}$$

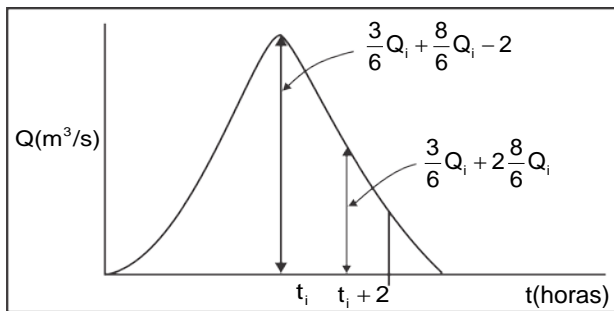
$$P_2 = 4.0 \times 2 = 8 \text{ mm}$$



Hidrograma de escorrentía superficial total producido por una lluvia efectiva de intensidad 1.5 mm/h y de duración dos horas.



Hidrograma de escorrentía superficial total producido por una lluvia efectiva de intensidad 4 mm/h y de duración 2 horas.



Hidrograma resultante de escorrentía superficial total producido por una lluvia efectiva de intensidad 1.5 mm/h y de duración 2 horas, seguida por una lluvia efectiva de intensidad 4 mm/h y de duración 2 horas.

Figura 2.6. - Teoría clásica de la linealidad. Principio de superposición.

5) Hidrogramas unitarios producidos por una lluvia neta de 1 mm de altura

La definición del hidrograma unitario, acoplado a las tres proposiciones del numeral anterior, ofrece la posibilidad de considerar este hidrograma como una característica de la hoya.

Dado el hidrograma unitario producido por una lluvia neta de intensidad uniforme con cierta duración, se pueden calcular las ordenadas del hidrograma de escorrentía superficial correspondiente a otra lluvia neta de intensidad uniforme y de duración igual a aquella productora del hidrograma unitario.

La lluvia neta o efectiva productora del hidrograma unitario normalmente se expresa igual a 1 mm de altura de agua sobre toda la hoya. En todos los casos, sin embargo, se debe especificar tanto la altura de lluvia neta caída sobre la hoya, como la duración de tal lluvia productora del hidrograma unitario específico.

Si se define Q_u como el caudal de escorrentía superficial correspondiente al hidrograma unitario producido por una lluvia neta de 1 mm y de duración específica, y Q_e como el caudal de escorrentía superficial

correspondiente a un hidrograma de creciente producido por una altura de lluvia neta h y de la misma duración que la lluvia productora del hidrograma unitario, por los principios enunciados previamente, se tiene:

$$V_p = \text{Volumen total dado por la precipitación efectiva} = h \times A \quad [2.60]$$

$$V_e = \text{Volumen escorrentía superficial total} = \left(\frac{V_e}{V_p} \right) (h \times A) \quad [2.61]$$

$$Q_e = C i A = C \frac{h}{t} A = \frac{V_e h A}{V_p t} = \frac{V_e h A}{(h A) t} = \frac{V_e}{t} \quad [2.62]$$

- Donde:
- h : Altura total de lluvia efectiva o neta, en milímetros (mm).
 - A : Área de drenaje, en kilómetros cuadrados (km^2).
 - i : Intensidad de lluvia, en milímetros por hora (mm/h).
 - C : Coeficiente de escorrentía, adimensional.
 - t : Tiempo de duración de la lluvia, en horas (h).

$$Q_u = C i A = \frac{V_u h}{V_p t} A = \frac{(1\text{mm} \times A) h A}{(h A) t} = \frac{1\text{mm} \times A}{t} \quad [2.63]$$

- Donde: V_u : Volumen de escorrentía superficial total correspondiente a un hidrograma unitario producido por 1 mm de lluvia neta .

Ahora bien:

$$\frac{Q_u}{Q_e} = \frac{(1\text{mm} \times A)/t}{\left(\frac{V_e}{V_p} \right) \left(h \frac{A}{t} \right)} = \frac{1\text{mm}}{\left(\frac{V_e}{V_p} \right) h} \quad [2.64]$$

$$\frac{Q_u}{Q_e} = \frac{1\text{mm} Q_e V_p}{\left(\frac{V_e}{V_p} \right) \left(h \frac{A}{t} \right) V_e} = \frac{Q_e h A \times 1\text{mm}}{V_e \times h} \quad [2.65]$$

$$Q_u = \frac{Q_e}{\frac{V_e}{A} \times 1\text{mm}} \quad [2.66]$$

La ecuación [2.66] indica que las ordenadas del hidrograma unitario resultante son iguales a las ordenadas Q_e de escorrentía superficial del hidrograma de creciente analizado, dividido por una constante igual a $(V_e/A) \times 1 \text{ mm}$, siendo V_e el volumen de escorrentía superficial total del hidrograma de creciente analizado. Este hidrograma unitario es producido por una lluvia neta de 1 mm de altura y una duración igual a la de la lluvia neta productora del hidrograma de creciente histórico.

2.5.5.5.2. Cálculo de hidrogramas de escorrentía superficial en una hoya

1) Introducción

Los hidrogramas de escorrentía superficial en una hoya se pueden calcular por dos metodologías, a saber: con datos históricos de creciente, o mediante metodologías relacionadas con hidrogramas unitarios sintéticos.

2) Hidrogramas de escorrentía superficial con datos históricos de creciente

La metodología es como sigue:

- a) Seleccionar un hidrograma de creciente histórico importante de un solo pico en el sitio de la estación hidrométrica.
- b) Al hidrograma de creciente descontarle su caudal base, mediante metodologías reconocidas, como se presenta, por ejemplo, en la referencia bibliográfica 2.1, dando como resultado el hidrograma de escorrentía superficial total.
- c) Dibujar el hidrograma de escorrentía superficial total en ordenadas ortogonales (en ángulo recto) x, y.
- d) Calcular el volumen del hidrograma de escorrentía superficial.
- e) De la ecuación [2.59], con el área de drenaje de la hoya conocida, calcular la altura de lluvia efectiva d.
- f) Calcular la duración de la lluvia efectiva mediante el método de las curvas S (ver, por ejemplo, la referencia bibliográfica 2.1, o mediante formulación empírica, la cual conduce en general a que la duración de

la lluvia efectiva está entre un valor de 0.100 y 0.133 del valor del tiempo de concentración de la hoya T_c .

2.5.5.5.3. Hidrogramas unitarios sintéticos

Se han desarrollado, mediante formulación empírica, muchos hidrogramas unitarios denominados sintéticos, los cuales se calculan con base en características físicas de la hoya en consideración.

1) Hidrograma unitario triangular

Al no contarse con datos históricos de precipitación-escorrentía en una hoya hidrográfica, se pueden deducir hidrogramas unitarios a partir de medios sintéticos.

Un hidrograma unitario sintético es un hidrograma unitario estimado siguiendo una metodología establecida, sin necesidad del análisis de datos de precipitación-escorrentía.

El desarrollo de hidrogramas unitarios sintéticos se basa en el siguiente principio: si el volumen del hidrograma de escorrentía superficial es conocido (el volumen de escorrentía superficial es igual al área de la hoya hidrográfica multiplicado por la altura de precipitación efectiva), el caudal pico puede ser calculado suponiendo una cierta forma del hidrograma unitario.

Si se supone una forma triangular, el volumen es igual a:

$$V = \frac{Q_p T_{bt}}{2} = A \times (1) \quad [2.67]$$

Donde: V : Volumen bajo el hidrograma unitario triangular, en metros cúbicos (m^3).

Q_p : Caudal pico, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

T_{bt} : Tiempo base del hidrograma unitario triangular, en segundos (s).

A : Área de drenaje de la hoya hidrográfica, en metros cuadrados (m^2).

(1): Unidad de altura de precipitación efectiva, en metros (m).

Además:

$$Q_p = \frac{2A}{T_{bt}} \quad [2.68]$$

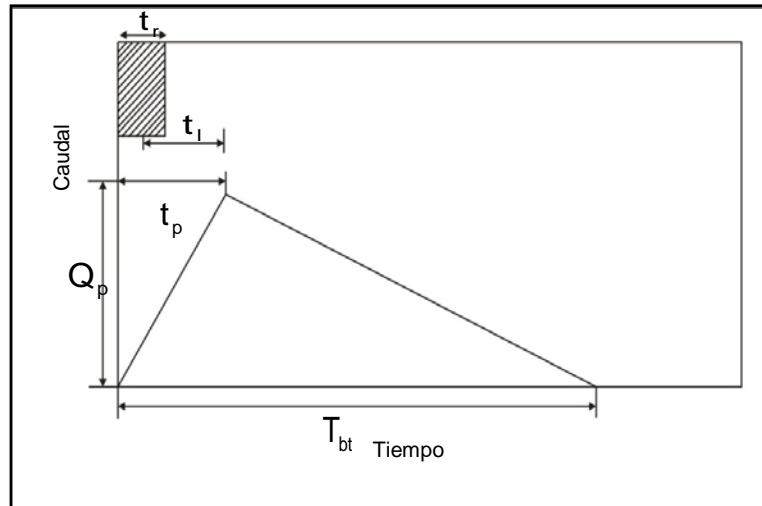


Figura 2.7. – Hidrograma unitario triangular

Para un milímetro de lluvia efectiva, el caudal pico resulta igual a:

$$Q_p = \frac{0.20833 A}{t_p} \quad [2.69]$$

- Donde:
- Q_p : Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
 - A : Área de drenaje, en kilómetros cuadrados (km^2).
 - t_p : Tiempo al pico del hidrograma unitario triangular, en horas (h).

Además,

$$t_p = \frac{t_r}{2} + 0.6 t_c \quad [2.70]$$

$$t_l = t_p - \frac{t_r}{2} \quad [2.71]$$

- Donde:
- t_r : Duración de la lluvia efectiva, en horas (h).
 - t_c : Tiempo de concentración de la hoya, en horas(h).
 - t_i : Tiempo de desfase de la hoya, en horas (h).

Adicionalmente:

$$T_{bt} = (8/3) t_p \quad [2.72]$$

– Ejemplo de Aplicación

Ejemplo

Se tiene una hoya con las siguientes características:

- Área = 18.38 km²
- Tiempo de concentración = 116.03 minutos (1.93 h)
- Duración de la lluvia efectiva = 10 minutos

Solución

Como primer paso se halla el tiempo al pico del hidrograma unitario:

$$t_p = \frac{0.167\text{hr}}{2} + 0.6 \times (1.93\text{hr}) = 1.24\text{h}$$

Posterior a esto se halla el caudal pico por milímetro de lluvia efectiva:

$$Q_p = \frac{0.2083 \times (18.38\text{km}^2)}{1.24\text{hr}} = 3.087 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como siguiente paso hallamos el tiempo base del hidrograma unitario:

$$T_{bt} = (8/3)1.24 \text{ h} = 3.31 \text{ h}$$

Se halla el volumen bajo el hidrograma unitario:

$$V = \frac{3.087 \text{ m}^3 / \text{s} (11916 \text{ s})}{2} = 18392.35 \text{ m}^3$$

Por último se halla cuál fue la altura de la precipitación efectiva:

$$\frac{V}{A} = \frac{18392.35 \text{ m}^3}{18380000 \text{ m}^2} = 0.0010 \text{ m} = 1.00 \text{ mm}$$

2) Hidrograma unitario de Snyder

En 1938, Snyder introdujo el concepto del hidrograma unitario sintético. El análisis de un gran número de hidrogramas de hoyas hidrográficas en la región de los Montes Apalaches, en Estados Unidos, condujo a la siguiente fórmula para el tiempo de desfase:

$$t_f = C_t (L + L_c)^{0.3} \quad [2.73]$$

Donde: t_f : Tiempo de desfase, en horas (h).

L : Longitud a lo largo del cauce principal desde la divisoria de aguas hasta la salida, en kilómetros (km).

L_c : Longitud a lo largo del cauce principal desde el punto más cercano al centroide de la hoya hasta la salida, en kilómetros (km).

C_t : Coeficiente que tiene en cuenta el gradiente de la hoya, y está asociado al almacenamiento de la misma. Con las distancias L y L_c en km, Snyder da valores de C_t variando en un rango de 1.35 a 1.65, con un promedio de 1.50.

La fórmula de Snyder para el caudal pico es:

$$Q_p = \frac{C_p A}{t_f} \quad [2.74]$$

C_p es un coeficiente empírico que relaciona el tiempo base del hidrograma unitario triangular con el tiempo de desfase de la hoya.

Snyder da valores de C_p en los rangos de 0.56 a 0.69, los cuales están asociados con la relación T_{bt}/t_i en el rango de 3.57 a 2.90. El menor valor de C_p (es decir, el menor caudal pico) implica un mayor valor de T_{bt}/t_i y una mayor capacidad de almacenamiento de la hoya hidrográfica.

En unidades del sistema métrico, la fórmula del caudal pico es:

$$Q_p = \frac{0.278 C_p A}{t_i} \quad [2.75]$$

- Donde:
- Q_p : Caudal pico del hidrograma unitario correspondiente a 1 mm de precipitación efectiva, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
 - A : Área de drenaje de la hoya hidrográfica, en kilómetros cuadrados (km^2).
 - t_i : Tiempo de desfase de la hoya, en horas (h).

En el método de Snyder, la duración de la lluvia efectiva es una función lineal del tiempo de desfase:

$$t_r = \frac{2}{11} t_i \quad [2.76]$$

- Donde: t_r : Duración de la lluvia efectiva, en horas (h).

En la aplicación del procedimiento para la estimación de creciente, Snyder reconoce que la duración de la tormenta es usualmente mayor que la duración calculada en la ecuación (2.76). Por lo tanto, ideó una fórmula para aumentar el tiempo de desfase, con el fin de tener en cuenta el incremento de la duración de la lluvia efectiva.

Lo anterior conduce a:

$$t_{IR} = t_r + \frac{t_R - t_r}{4} \quad [2.77]$$

- Donde: t_{IR} : Tiempo de desfase ajustado a una nueva duración de la lluvia efectiva t_R , en horas (h).

Suponiendo, por simplicidad, una lluvia efectiva uniforme, el tiempo al pico del hidrograma unitario es igual a la mitad de la duración de la lluvia efectiva más el tiempo de desfase, de acuerdo con lo mostrado en

la Figura 2.8. Por consiguiente, el tiempo al pico en términos del tiempo de desfase es:

$$t_p = \frac{12}{11} t_i \quad [2.78]$$

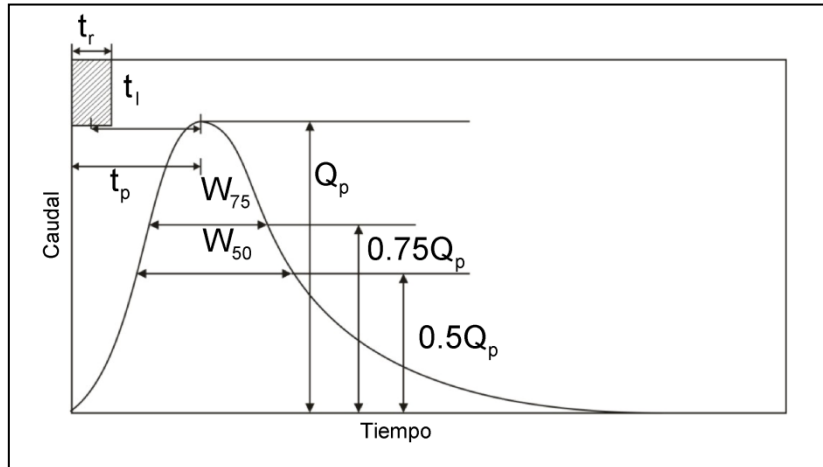


Figura 2.8. - Hidrograma unitario de Snyder

Calculando el tiempo base del hidrograma unitario, Snyder incluyó el flujo subsuperficial como parte de la escorrentía directa. Esto resulta en un tiempo base mayor que el correspondiente solamente a la escorrentía directa. La fórmula de Snyder para el tiempo base es la siguiente:

$$T_b = 72 + 3 t_i \quad [2.79]$$

Donde: T_b : Tiempo base del hidrograma unitario (incluyendo flujo subsuperficial), en horas (h).

t_i : Tiempo de desfase, en horas (h).

Para un tiempo de desfase de 24 horas, esta fórmula da $T_b/t_i = 6$, el cual es un valor razonable, considerando que el flujo subsuperficial ha sido incluido en los cálculos. Para tiempos de desfase menores, sin embargo, la ecuación [2.79] da valores altos no reales de T_b/t_i . Por ejemplo, para un tiempo de desfase de 6 horas, $T_b/t_i = 15$. Para hoyas hidrográficas de mediano tamaño, y excluyendo el flujo subsuperficial, la experiencia ha mostrado valores de T_b/t_p alrededor de 5 (correspondiendo a valores de T_b/t_i alrededor de 5.45), posiblemente más reales.

El método de Snyder da un caudal pico, un tiempo al pico y un tiempo base del hidrograma unitario. Estos valores pueden ser utilizados para graficar el hidrograma unitario, sumando la condición de que el volumen del hidrograma unitario debe ser igual a una unidad de la altura de la lluvia efectiva.

El método de Snyder es muy utilizado por el U.S. Army Corps of Engineers. Su experiencia condujo a dos fórmulas empíricas que ayudan a determinar la forma del hidrograma unitario de Snyder:

$$W_{50} = \frac{5.87}{(Q_p/A)^{1.08}} \quad [2.80]$$

$$W_{75} = \frac{3.35}{(Q_p/A)^{1.08}} \quad [2.81]$$

- Donde:
- W_{50} : Ancho del hidrograma unitario para el 50 por ciento de caudal pico, en horas (h).
 - W_{75} : Ancho de hidrograma unitario para el 75 por ciento del caudal pico, en horas (h).
 - Q_p : Caudal pico, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
 - A: Área de drenaje de la hoya hidrográfica, en kilómetros cuadrados (km^2).

Estos anchos de tiempo deben ser proporcionados de tal manera que una tercera parte quede localizada antes del caudal pico y que las dos terceras partes restantes lo sean después de éste.

Snyder advierte que el tiempo de desfase posiblemente tiende a variar con la magnitud de la creciente, y que los cálculos del hidrograma unitario sintético tienden a ser más precisos para hoyas de forma regular que para aquéllas de forma irregular. Snyder recomienda que los coeficientes C_t y C_p sean determinados de acuerdo con datos regionales.

3) Hidrograma unitario del United States Soil Conservation Service, SCS

El hidrograma unitario sintético del SCS es el hidrograma unitario adimensional desarrollado por Victor Mockus en 1950. Este hidrograma fue estudiado con base en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales de un amplio rango de tamaños de hoyas hidrográficas y sitios geográficos.

Para calcular el tiempo de desfase de la hoya hidrográfica, el método del SCS usa los dos métodos siguientes: (1) el método de número de curva CN que se explicará más adelante en este Manual, y (2) el método de velocidad.

En el método del número de curva CN, el tiempo de desfase se expresa a través de la siguiente fórmula:

$$t_l = \frac{L^{0.8} (2540 - 22.86 \text{ CN})^{0.7}}{14104 \text{ CN}^{0.7} S^{0.5}} \quad [2.82]$$

- Donde:
- T_c : Tiempo de concentración, en horas (h).
 - CN: Número de curva del SCS.
 - L: Longitud del cauce principal, en metros (m).
 - S: Pendiente del cauce principal, en metros por metro (m/m).

La ecuación está restringida a números de curva CN en un rango de 50 a 95.

En el método de la velocidad, la corriente principal se divide en tramos y se estima el caudal de creciente para dos años de período de retorno (o alternativamente a cauce lleno). En ciertos casos, puede ser deseable utilizar caudales correspondientes a períodos de retorno de 10 años o más. Se calcula la velocidad promedio, y el tiempo de concentración de cada tramo se calcula usando la longitud de los diferentes tramos de la corriente. La suma del tiempo de concentración de todos los tramos es el tiempo de concentración de la hoya. En el numeral 2.1, ecuación [2.16], de este Manual, se presenta este método. El tiempo de desfase se estima como sigue:

$$\frac{t_l}{t_c} = \frac{6}{10} \quad [2.83]$$

Donde: t_i : Tiempo de desfase, en horas (h).
 t_c : Tiempo de concentración, horas (h).

La experiencia del SCS ha mostrado que esta relación es típica en hoyas de mediano tamaño. En el método del SCS, la relación del tiempo al pico t_p y la duración de la lluvia efectiva t_r se fijan así:

$$\frac{t_p}{t_r} = 5 \quad [2.84]$$

Esta ecuación es cercana a la relación de Snyder de 6. Suponiendo, por simplicidad, una precipitación efectiva uniforme, por definición el tiempo al pico t_p es igual a:

$$t_p = \frac{t_r}{2} + t_i \quad [2.85]$$

Eliminando t_r de las ecuaciones anteriores, se llega a:

$$\frac{t_p}{t_i} = \frac{10}{9} \quad [2.86]$$

Por consiguiente:

$$\frac{t_r}{t_i} = \frac{2}{9} \quad [2.87]$$

y:

$$\frac{t_r}{t_c} = \frac{2}{15} \quad [2.88]$$

Para deducir la fórmula del caudal pico del hidrograma unitario del SCS, se utilizó la relación $T_{bt}/t_p=8/3$ en la ecuación [2.72], llegando a:

$$Q_p = \frac{\frac{3}{4} A}{t_p} \quad [2.89]$$

En el sistema métrico, la fórmula del caudal pico es:

$$Q_p = \frac{0.208 A}{t_p} \quad [2.90]$$

- Donde:
- Q_p : Caudal pico del hidrograma unitario para 1 mm de precipitación efectiva, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
 - A : Área de drenaje de la hoya hidrográfica, en kilómetros cuadrados (km^2).
 - t_p : Tiempo al pico, en horas (h).

Dadas las ecuaciones [2.83] y [2.84], el tiempo al pico puede ser calculado fácilmente. Una vez se han determinado t_p y Q_p , el hidrograma unitario curvilíneo adimensional del SCS (Figura 2.9 y Tabla 2.11) se utiliza para calcular las ordenadas del hidrograma unitario. La forma del hidrograma unitario adimensional del SCS está más de acuerdo con hidrogramas unitarios que pueden ocurrir en la naturaleza que con la forma triangular ($T_{bt}/t_p = 8/3$) utilizada para desarrollar el valor del caudal pico. El hidrograma unitario adimensional del SCS tiene un valor de $T_{bt}/t_p = 5$. Valores de las ordenadas del hidrograma unitario adimensional del SCS, arregladas en intervalos de 0.2 (t/t_p), están dados en la Tabla 2.11.

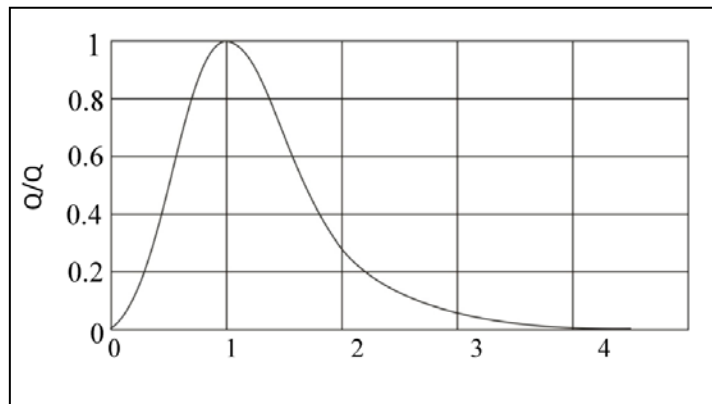


Figura 2.9. - Hidrograma unitario adimensional del SCS

Intentos para extender el rango de aplicabilidad del método del SCS han conducido a la variación de la relación T_{bt}/t_p . Se puede demostrar que la relación p del volumen al pico (volumen bajo el lado creciente del hidrograma unitario triangular) y el volumen del hidrograma unitario triangular es el valor recíproco de la relación T_{bt}/t_p . En el caso del hidrograma unitario sintético estándar del SCS, $T_{bt}/t_p=8/3$ y $p=3/8$. En términos de p , la ecuación se puede expresar como sigue:

$$Q_p = \frac{2 p A}{t_p} \quad [2.91]$$

Lo cual convierte el método del SCS en un modelo de dos parámetros, como el método de Snyder, con lo que se aumenta su flexibilidad.

Tabla 2.11. Ordenadas del hidrograma unitario adimensional del SCS

t/t_p	Q/Q_p
0.0	0.00
0.2	0.10
0.4	0.31
0.6	0.66
0.8	0.93
1.0	1.00
1.2	0.93
1.4	0.78
1.6	0.56
1.8	0.39
2.0	0.28
2.2	0.207
2.4	0.147
2.6	0.107
2.8	0.077
3.0	0.055
3.2	0.040
3.4	0.029
3.6	0.021
3.8	0.015
4.0	0.011
4.2	0.010
4.4	0.007
4.6	0.003
4.8	0.0015
5.0	0.0000

– Ejemplo de Aplicación

Ejemplo

Se tiene una hoya con las siguientes características:

- Área: 18.38 km²
- Longitud del cauce principal: 8867 m
- Pendiente del cauce principal: 0.012 m/m
- Número de curva CN: 80

Solución

Como primer paso se halla el tiempo de desfase de la hoya hidrográfica, utilizando la fórmula mencionada anteriormente:

$$t_i = \frac{(8867\text{m})^{0.8} (2540 - 22.86 \times (80))^{0.7}}{14104(80)^{0.7} (0.012\text{m/m})^{0.5}} = 4.30\text{hr}$$

Posterior a esto se debe calcular el tiempo al pico, t_p :

$$t_p = \frac{10}{9} \times (4.30\text{hr}) = 4.778\text{hr}$$

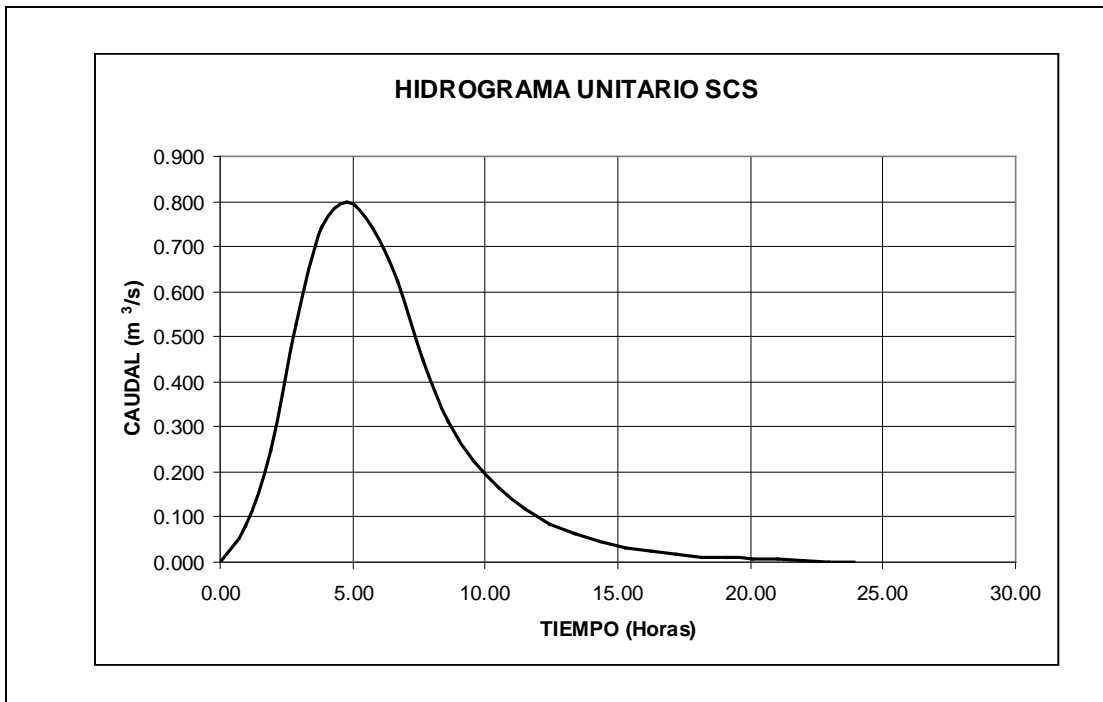
Como siguiente paso se calcula el caudal pico:

$$Q_p = \frac{0.208 (18.38\text{km}^2)}{4.778\text{hr}} = 0.80\text{m}^3/\text{s}$$

A partir de los valores obtenidos para t_p y Q_p , se halla el hidrograma unitario multiplicando los valores dados en la Tabla 2.11; al realizar esto se encuentra el siguiente hidrograma:

t (horas)	CAUDAL (m ³ /s)
0.00	0.000
0.96	0.080
1.91	0.248
2.87	0.528
3.82	0.744
4.78	0.800
5.73	0.744
6.69	0.624
7.64	0.448
8.60	0.312
9.56	0.224
10.51	0.166
11.47	0.118

t (horas)	CAUDAL (m ³ /s)
12.42	0.086
13.38	0.062
14.33	0.044
15.29	0.032
16.25	0.023
17.20	0.017
18.16	0.012
19.11	0.009
20.07	0.008
21.02	0.006
21.98	0.002
22.93	0.001
23.89	0.000



4) Hidrograma unitario UNIMORF (Referencia 2.9)

Se presenta este hidrograma unitario, pues es de suma utilidad cuando se quiere tener en cuenta, entre otros aspectos, la forma de la hoya. Es bien sabido que cuanto más alargada es la hoya, menor es su capacidad de producir caudales máximos instantáneos.

Este hidrograma unitario se basa en los parámetros morfométricos de la hoya hidrográfica, como el área de drenaje, la caída total (cota mayor menos cota menor), la longitud total de la corriente principal, la longitud de la corriente principal desde el sitio más cercano al centroide de la hoya hasta el sitio de proyecto, el uso de los suelos, el porcentaje de la cobertura vegetal y la pendiente media ponderada de la corriente principal. Se basa en la ecuación de Edson, siendo ésta una función gamma incompleta de dos parámetros., según la siguiente expresión:

$$U_t = 612.9 (1 / T_a)^{7.41} t^{6.41} e^{-(6.41/T_a) t} \quad [2.92]$$

Donde: U_t : Valor de la ordenada del hidrograma unitario correspondiente a una duración t , en pulgadas por hora (pulg/h) o milímetros por hora (mm/h).

T_a : Tiempo promedio de ascenso del hidrograma unitario, h. Corresponde al tiempo entre el inicio del hidrograma unitario y el tiempo en el cual ocurre el pico.

e: Valor base de los logaritmos neperianos.

El valor del tiempo promedio de ascenso del hidrograma unitario, T_a , se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación para hoyas hidrográficas con uso del suelo predominantemente forestado:

$$T_a = (0.1189/60)(-86.63 + 17.05 \times A - 0.051 \times H + 40.39 \times F_1 + 278.9 \times C_f - 0.126 \times S_2) \quad [2.93]$$

Y de acuerdo con la siguiente ecuación, para las hoyas hidrográficas con uso del suelo predominantemente agrícola:

$$T_a = (0.33603/60)(74.2 - 0.268 \times S_2 + 15.393 \times A + 0.753 \times H) \quad [2.94]$$

Donde: A: Área de drenaje de la hoya, en kilómetros cuadrados (km^2).

H: Caída total del cauce principal, en metros (m).

L: Longitud total del cauce principal, en kilómetros (km).

L_c : Longitud de la corriente principal desde el sitio más cercano al centroide de la hoya hasta el sitio de proyecto, en kilómetros (km).

$$F_1 = (L \times L_c)/A \quad [2.95]$$

Donde: F_1 : Factor de forma de la hoya hidrográfica, adimensional.

C_f : Fracción de cobertura forestada de la hoya, adimensional.

S_2 : Pendiente media ponderada del cauce principal, en metros por kilómetro (m/km).

Los estudios para la deducción del hidrograma unitario UNIMORF, en relación con el uso del suelo, de ocho hoyas hidrográficas predominantemente cubiertas de bosques y catorce predominantemente agrícolas, con áreas de drenaje en el rango de 0.12 a 7.19 millas² (0.31 a 18.61 km^2), ubicadas en el oriente y en el centro de los Estados Unidos, y

analizando 105 crecientes causadas por aguaceros de menos de 6 horas de duración, determinaron que los hidrogramas unitarios respectivos representan la respuesta promedio de las hoyas y que no dependen de la duración de la lluvia efectiva del aguacero de diseño. Para transformar las ordenadas del hidrograma unitario en mm/h a m³/s, se debe multiplicar por el área de drenaje de la hoya hidrográfica, en km², y por el factor (1000/3600). Es decir:

$$U_t (\text{m}^3/\text{s}) = U_t (\text{mm}/\text{h}) \times A (\text{km}^2) \times 1000/3600 \quad [2.96]$$

El tiempo base total del hidrograma unitario T_b , expresado en horas, desde el inicio hasta el fin de la escorrentía superficial, es igual a cuatro veces el tiempo promedio del ascenso, T_a . Finalmente, el valor del caudal pico del hidrograma unitario, en pulg/h o mm/h, correspondiente al tiempo promedio de ascenso del hidrograma unitario T_a , en horas, es igual a:

$$U_p = 1.010 \times (1/T_a) \quad [2.97]$$

2.6. PRECIPITACIONES TOTALES DE DISEÑO EN MODELOS LLUVIA – ESCORRENTÍA

2.6.1. Precipitaciones puntuales y espaciales

Se debe partir de precipitaciones puntuales históricas representativas de la cuenca hidrográfica (datos suministrados por pluviógrafos o pluviómetros) para obtener precipitaciones espaciales sobre el sitio de proyecto. Estos datos deben ser confiables y tener el mismo periodo de registro.

Dentro del cálculo de la precipitación espacial sobre una hoya hidrográfica se cuentan los siguientes métodos:

1. Aritmético.
2. Polígonos de Thiessen.
3. Isolíneas de igual precipitación o isohietas.

En caso de que se cuente con precipitaciones puntuales limitadas que no permitan hacer análisis de la reducción de la lluvia por espacialidad en la hoya, tipo curvas PADF (Precipitación-Área-Duración-Frecuencia), es necesario calcular la precipitación espacial promedio en la hoya de manera empírica, mediante la siguiente expresión:

$$P_{\text{PromHoya}} = f(a) P_{\text{puntual}} \quad [2.98]$$

Para los valores de $f(a)$ se pueden utilizar las siguientes ecuaciones:

1) Ecuación de Fhrüling

$$f(a) = 1.0 - 0.0054 \times A^{0.25} \quad [2.99]$$

Donde: A: Área de drenaje de la hoya, en metros cuadrados (m^2).

2) Ecuación presentada para Inglaterra por el Institution of Civil Engineers, Proceedings, 2nd Part, "Flood Studies Report", Volume 65, Research and Theory, June 1978

$$f(a) = 1.0 - 0.0268 \times t_c^{-0.261} \times A^{0.387} \quad [2.100]$$

Donde: A: Área de drenaje de la hoya, en kilómetros cuadrados (km^2).

t_c : Tiempo de concentración de la hoya, en horas (h).

3) Según datos en Norteamérica

$$f(a) = 1.0 - 0.05 \times t_c^{0.361} \times A^{0.264} \quad [2.101]$$

Donde: A: Área de drenaje de la hoya, en kilómetros cuadrados (km^2).

t_c : Tiempo de concentración de la hoya, en horas (h).

Por otro lado, existe al menos un estudio en Colombia (Referencia 2.14), específicamente para la Sabana de Bogotá, a nivel regional, en el cual se han deducido curvas profundidad-área-duración-frecuencia, las cuales presentan las curvas de reducción de la lluvia puntual por espacialidad en la hoya.

2.6.2. Precipitaciones diarias y horarias

Es indudable que en problemas de drenaje, en la mayoría de los casos las precipitaciones que influyen sobre las crecientes importantes en cuencas hidrográficas son las horarias, y solamente para cuencas muy grandes podrán influir las precipitaciones diarias, como las cuencas de los ríos Cauca y Magdalena, por ejemplo.

Por lo tanto, para los modelos lluvia-escorrentía es necesario calcular los hietogramas de precipitación (ordenamiento de la precipitación de diseño durante la duración total del aguacero de diseño y el periodo de retorno que se esté analizando) en intervalos de tiempo congruentes con la duración de la lluvia efectiva del hidrograma de escorrentía superficial seleccionado, igual a t_r .

2.6.3. Curvas de masas e hietogramas de aguaceros puntuales de diseño con datos de precipitación históricos

El registro pluviográfico de un aguacero da como resultado una curva de masas de precipitación, o una curva de lluvias acumuladas, o la cantidad de agua que ha caído desde que se inició el aguacero, como se presenta en la Figura 2.10.

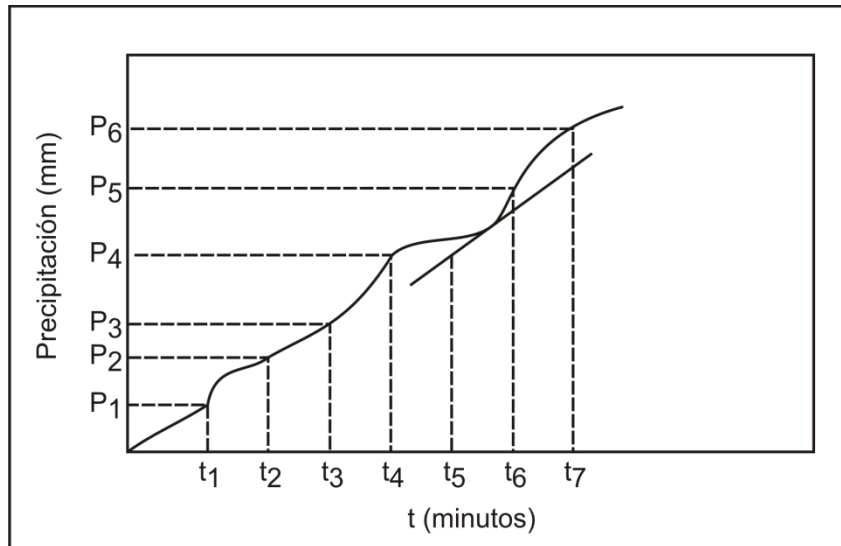


Figura 2.10. - Curva de masas de precipitación

Mediante los valores acumulados de la curva de masas, se puede calcular el hietograma de precipitación, como se presenta en la Figura 2.11.

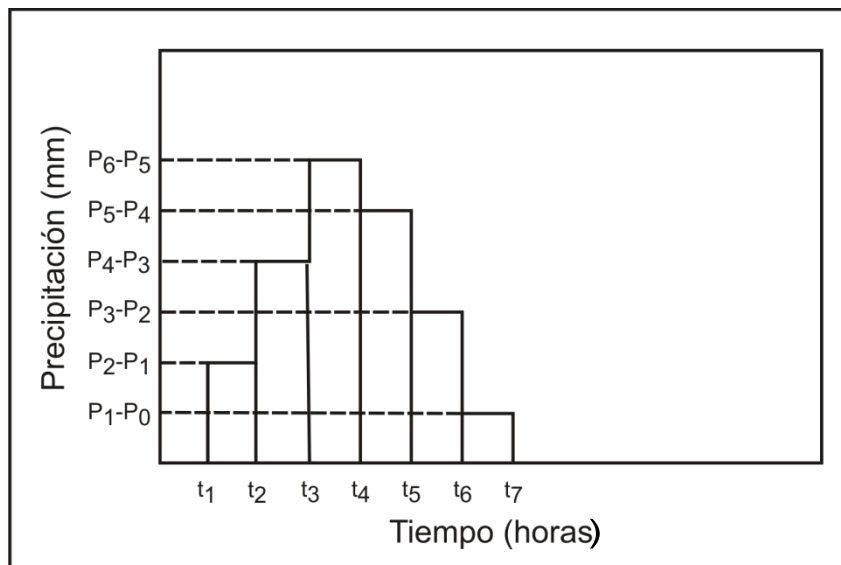


Figura 2.11. - Hietograma de precipitación

Es necesario estudiar diferentes aguaceros importantes y críticos en un pluviógrafo representativo en la hoya hidrográfica con sus respectivas curvas de masas para definir el aguacero representativo sobre la hoya. Para ello, se debe seguir el siguiente procedimiento:

- 1) Calcular las curvas de masas adimensionales de cada uno de los aguaceros y dibujarlas sobre la misma gráfica. La curva de masas adimensionales relaciona la precipitación parcial acumulada del aguacero sobre la precipitación total del mismo en las ordenadas contra el tiempo parcial acumulado del aguacero sobre el tiempo total del mismo en las abscisas.
- 2) Para diferentes duraciones adimensionales $t_{\text{parcial acumulado}}/t_{\text{total}}$ calcular el valor de $P_{\text{parcial acumulado}}/P_{\text{total}}$ con una frecuencia de excedencia específica. Por ejemplo, si se tienen datos de 20 aguaceros y se requiere conocer el de la probabilidad de excedencia del 20 %, se selecciona el valor del 4º aguacero ($20 \times 0.2 = 4$), y así sucesivamente. Se deben seleccionar los valores de tiempo parcial acumulado congruentes con la duración de la lluvia efectiva del hidrograma de escorrentía superficial seleccionado, igual a t_r ; es decir, $t_r, 2t_r, 3t_r, 4t_r$, etc.
- 3) Con el procedimiento anterior, se construyen curvas de masas adimensionales para diferentes frecuencias de excedencia, por ejemplo, 10, 20, 25, 50, 75, 80 y 90 %.

- 4) Se calcula la duración del aguacero de diseño para la hoya seleccionada, mediante observación de los diferentes pluviogramas analizados. Esta duración deberá ser, como mínimo, igual al tiempo de concentración de la hoya.
- 5) Se lleva a cabo un análisis de frecuencias de la precipitación máxima anual para la duración seleccionada del aguacero, tomando los datos históricos de precipitación en los pluviogramas estudiados. De esta manera, se calcula la precipitación para diferentes periodos de retorno para la duración seleccionada.
- 6) Se calculan las curvas de masas para diferentes frecuencias de excedencia, con base en los resultados del Paso 3 anterior, el tiempo total definido y la precipitación total calculada para un periodo de retorno específico.
- 7) Se calcula el hietograma de lluvia efectiva de diseño para la frecuencia de excedencia y el periodo de retorno seleccionados.

2.6.4. Hietogramas puntuales de aguaceros de diseño con curvas intensidad-duración-frecuencia

Las bases teóricas para la deducción de las curvas intensidad-duración-frecuencia se presentan en el numeral 2.6.6.

El procedimiento es el siguiente:

- 1) Con base en los datos de las curvas intensidad-duración-frecuencia para la estación analizada, representativa de la hoya hidrográfica hasta el sitio de la vía, se deben calcular las curvas de masas de los aguaceros puntuales para duraciones entre 0 y 180 min, por ejemplo, y los periodos de retorno seleccionados, en intervalos de tiempo congruentes con la duración de la lluvia efectiva del hietograma de escorrentía superficial seleccionado, igual a t_r .
- 2) Posteriormente, con base en estas curvas de masas, se deberán calcular los hietogramas de los aguaceros puntuales respectivos.
- 3) Para dar una secuencia más crítica del aguacero, como es usual en este tipo de análisis, y por medio del método del Bloque Alternativo, los incrementos de lluvia de los hietogramas mencionados previamente se deben arreglar de la siguiente manera: el valor más bajo se colocará en el primer lugar, el segundo valor en orden creciente se colocará en último lugar, el tercer valor en tal orden se ubicará en segundo lugar, el cuarto valor en el penúltimo lugar, y así sucesivamente. El resultado

corresponde con los hietogramas de lluvia puntual de los aguaceros de diseño.

2.6.5. Hietogramas de los aguaceros espaciales

Los hietogramas de lluvia puntual se deben transformar a hietogramas de lluvia espacial, para tener en cuenta el hecho de la espacialidad de la hoya y que la precipitación promedio en un aguacero en una hoya es menor a medida que aumenta su área de drenaje. En el numeral 2.6.1 se presentaron valores típicos del factor $f(a)$ de reducción de lluvia puntual por espacialidad de la hoya.

2.6.6. Curvas intensidad-duración-frecuencia, IDF

2.6.6.1. Introducción

Las curvas intensidad – duración – frecuencia, IDF, son arreglos en los cuales se presentan las lluvias (estimadas como intensidad de precipitación) contra su duración y el periodo de retorno, como se presenta en la Figura 2.12.

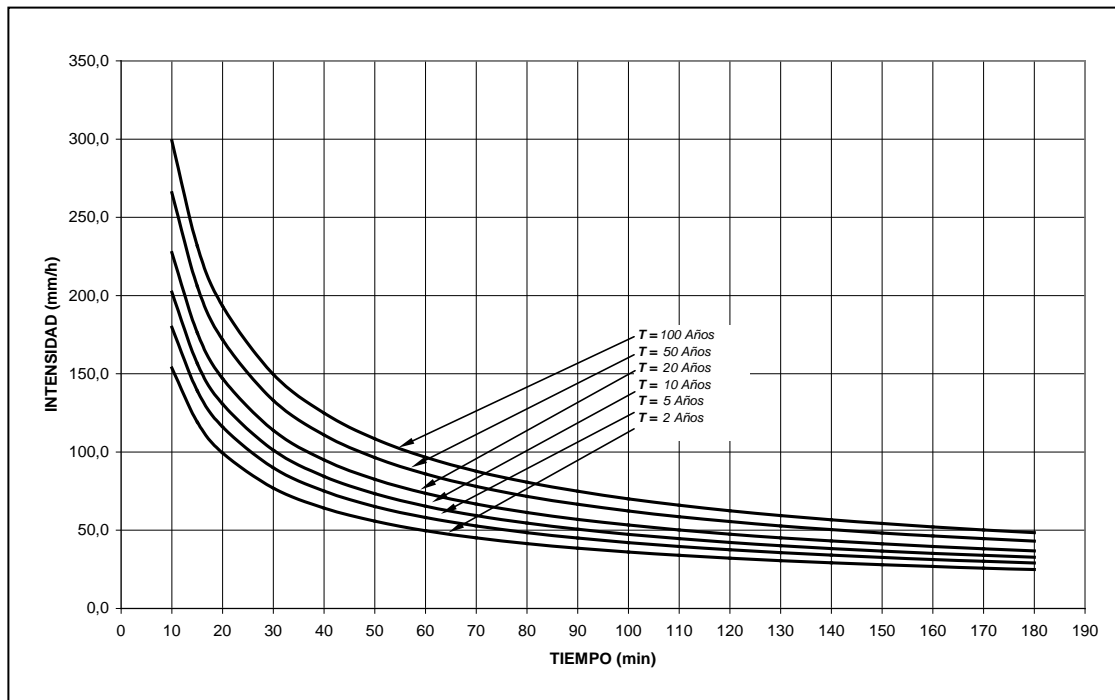


Figura 2.12. - Curvas típicas intensidad – duración – frecuencia, IDF

2.6.6.2. Cálculo de curvas IDF con datos históricos de precipitación

Para el cálculo de las curvas intensidad – duración – frecuencia con datos históricos de precipitación se debe seguir el siguiente procedimiento:

- 1) Definir una estación provista de pluviógrafo, representativa de la cuenca hidrográfica de análisis.
- 2) Para cada año de registros históricos, seleccionar los aguaceros de corta duración más intensos.
- 3) Se selecciona una duración específica del aguacero. Se comienza usualmente con 10 min de duración. Para cada aguacero se selecciona la máxima precipitación en 10 min.
- 4) Para cada año, se selecciona la precipitación máxima (en este caso para 10 min de duración), de todos los aguaceros de ese año.
- 5) Lo anterior da como resultado una muestra de datos de precipitación máxima anual para todos los años analizados (para 10 min de duración en este caso)
- 6) La muestra de datos se ajusta a una distribución probabilística conocida (Gumbel y Log-Pearson Tipo III, por ejemplo) y se hacen inferencias estadísticas, calculando los valores de precipitación para periodos de retorno, por ejemplo, de 2, 5, 20, 20, 50 y 100 años.
- 7) Se repite el procedimiento anterior para duraciones totales de la lluvia iguales a 20, 30, 45, 60, 90, 120, 150 y 180 min.
- 8) Se calculan o trazan curvas de mejor ajuste a los datos resultantes anteriores, obteniéndose curvas de intensidad de precipitación para cada uno de los periodos de retorno mencionados y duraciones entre 10 y 180 min. Esta familia de curvas tiene una forma semejante y, usualmente, se pueden ajustar con todos los datos resultantes a una ecuación del tipo:

$$i = (K \times T^m) / (t + t_0)^n \quad [2.102]$$

- Donde:
- i: Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h).
 - T: Periodo de retorno, en años.
 - t: Duración de la lluvia, en minutos (min).
 - K, n, m, t₀: Parámetros de ajuste

2.6.6.3. Cálculo de curvas IDF por método simplificado

La metodología simplificada de cálculo de las curvas intensidad – duración – frecuencia se debe llevar a cabo siempre y cuando no se disponga de datos históricos de precipitación de corta duración (datos pluviográficos).

Para Colombia se propone el método que se presenta en la referencia bibliográfica (2.15). En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración-frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, el número promedio de días de lluvia al año, la precipitación total media anual y la elevación de la estación.

La mejor correlación obtenida, sin embargo, fue la que se obtuvo con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas en una estación, y es la que se propone para los estudios, además de que es la más sencilla de utilizar.

La expresión resultante está dada por:

$$i = \frac{a \times T^b \times M^d}{(t/60)^c} \quad [2.103]$$

- Donde: i: Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h).
- T: Periodo de retorno, en años.
- M: Precipitación máxima promedio anual en 24 h a nivel multianual
- t: Duración de la lluvia, en minutos (min).
- a, b, c, d: Parámetros de ajuste de la regresión. Estos parámetros fueron regionalizados como se presenta en la Figura 2.13, y sus valores se presentan en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12. - Valores de los coeficientes a, b, c y d para el cálculo de las curvas intensidad-duración-frecuencia, IDF, para Colombia

REGIÓN	a	b	c	d
Andina (R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe (R2)	24.85	0.22	0.50	0.10
Pacífico (R3)	13.92	0.19	0.58	0.20
Orinoquía (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

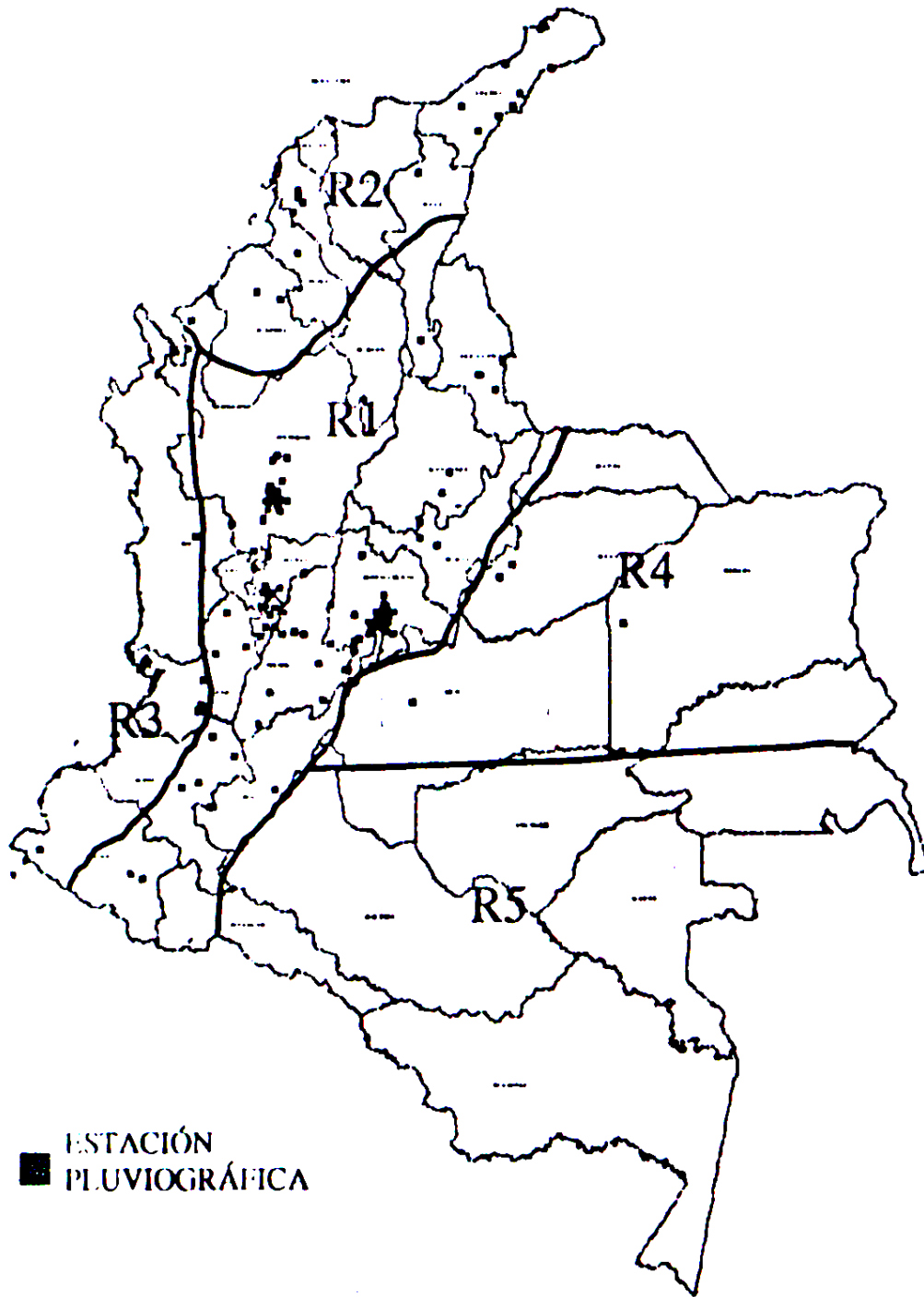


Figura 2.13. - Regiones en Colombia para definición de parámetros a, b, c y d

– **Ejemplo de Aplicación**

Ejemplo

Se tiene la zona de proyecto ubicada cerca al municipio de Mesetas, en el departamento del Meta, departamento que se ubica en la zona 4, los datos que corresponden a esta zona son los siguientes:

- a = 5.53
- b = 0.17
- c = 0.63
- d = 0.42

Los datos para la estación Mesetas de precipitación máxima en 24 horas, son los siguientes:

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION: MESETAS 3207505													
LATITUD	322	N		TIPO EST	CO			DEPTO	META	FECHA-INSTALACIÓN	1983-DIC		
LONGITUD	7402	W		ENTIDAD	IDEAM			MUNICIPIO	MESETAS	FECHA-SUSPENSIÓN			
ELEVACION	620	m.s.n.m		REGIONAL	META-GUAVIAR			CORRIENTE	GUEJAR				
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	ANUAL
1983												87,6	87,6
1984	12,9	63,7	37,3	60,9	58,2	104,3	52,7	54,0	92,3	38,2	30,7	16,8	104,3
1985	0,0	12,2	41,2	55,2	52,5	83,4	71,3	88,0	56,3	45,0	57,0	83,9	88,0
1986	26,0	45,5	46,6	62,4			91,6	47,0	63,7	72,5	21,3		91,6
1987		89,5	41,5	77,7	76,0	80,7	40,6		24,3	90,4	39,9	45,8	90,4
1988		4,5	12,9	34,8	30,6	99,5	60,0		74,7	73,5	66,6	37,4	99,5
1989	20,8	60,0	21,2	66,0	57,0	28,6	56,3	145,0	70,0	77,6	28,4	6,4	145,0
1990	17,0	35,0	44,0	37,0	118,0	52,0	24,0	40,0	66,0	39,0	63,0	60,0	118,0
1991	0,0	24,0	37,0	75,0	77,0	148,5	76,0	79,0	40,0	54,0	43,0	19,0	148,5
1992	19,0	32,0	25,0	74,0	84,0	36,0	42,0		72,0	31,0	44,0	18,0	84,0
1993	79,0	36,0	51,6	55,0	74,0	44,0	66,0	44,0	53,0	104,0	45,0	47,0	104,0
1994	62,0	57,0	39,8	46,6	88,0	52,0	52,0	54,0	39,0	62,0	20,0	16,0	88,0
1995	32,7	21,0	57,0	62,0	74,0	63,0	103,0	34,0	59,0	120,8	42,0	24,0	120,8
1996	12,0	54,0	20,0	50,0	70,0	70,0	70,0	71,0	41,0	48,0	95,0	62,0	95,0
1997	19,0	66,0	14,0	35,0	93,0	99,0	65,0	53,0	34,0	56,0	70,0	27,0	99,0
1998	13,0	54,0	65,0	83,0	58,0	40,0	63,0	40,0	38,0	45,0	44,0	27,0	83,0
1999		48,0	83,0	135,0	91,0	42,0	37,0	17,0	46,0	76,0	45,0	25,8	135,0
2000	23,2	14,0	46,0	80,0	80,0	65,0			60,0	81,0	18,0	54,0	81,0
2001	1,0	9,0	55,0	53,0	63,0	64,0		44,0	53,0	18,0	42,0	30,0	64,0
2002	*	1,2	74,0	68,0	64,0	88,0	39,0	52,0	38,0	45,0	72,0	21,0	88,0
2004			*	62,0	80,0	96,0	72,0	64,0	77,0		35,0	16,0	96,0
2005	32,0	96,0			88,0	53,0	140,0	122,2	49,0	87,0	42,2	16,0	140,0
2006	25,0		63,0		101,0	96,0	*	*	39,0	*			101,0
2007		11,0	*			*	37,0	58,0	60,0	91,0	50,0	13,0	91,0
2008	34,0	5,9	60,0	26,0	65,0	53,0	45,0	109,0	53,0	110,0	70,0	42,0	110,0
2009	28,6	26,0	53,0	100,0	51,6	90,0	60,0	80,0	53,0	66,0	18,0		100,0
MEDIOS	24,1	37,6	44,9	63,6	73,6	71,7	62,0	64,8	54,1	66,6	45,9	34,6	53,6
MAXIMOS	79,0	96,0	83,0	135,0	118,0	148,5	140,0	145,0	92,3	120,8	95,0	87,6	148,5
MINIMOS	0,0	1,2	12,9	26,0	30,6	28,6	24,0	17,0	24,3	18,0	18,0	6,4	0,0

Se tiene una hoya perteneciente al caño Nortoria, con un área igual a 3.873 km².

Solución

De los datos de la estación Mesetas se obtiene el siguiente análisis de precipitación máxima en 24 horas a nivel anual :

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA ORDINARIA MESETAS PRECIPITACIÓN MÁXIMA ANUAL HISTÓRICA EN 24 HORAS	
AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1983	87.6
1984	104.3
1985	88.0
1986	91.6
1987	90.4
1988	99.5
1989	145.0
1990	118.0
1991	148.5
1992	84.0
1993	104.0
1994	88.0
1995	120.8
1996	95.0
1997	99.0
1998	83.0
1999	135.0
2000	81.0
2001	64.0*
2002	88.0
2004	96.0
2005	140.0
2006	101.0
2007	91.0
2008	110.0
2009	100.0
Número de Datos	25
Media	103.55
Desviación Típica	19.96
Coficiente de Asimetría	1.14
Nota: El dato con (*) no se tomó en cuenta por provenir un año incompleto o con registro muy bajo	

Como se observa la media de los datos es de 103.55 mm.

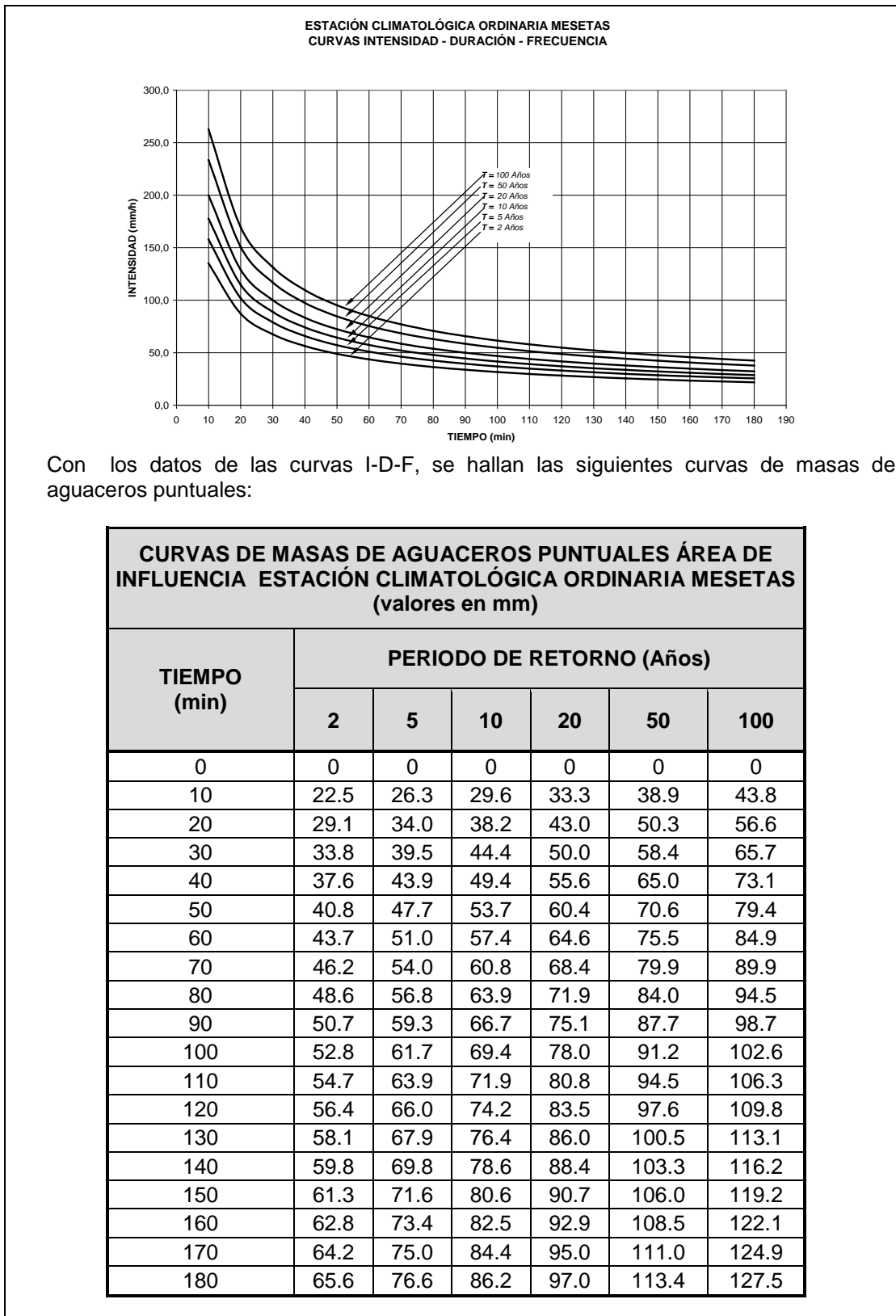
Al aplicar la fórmula regionalizada de las curvas IDF para Colombia, y cambiar sus parámetros para la región No. 4 se obtiene la siguiente ecuación:

$$i = \frac{5.53 \times T^{0.17} \times 103.55^{0.42}}{(t/60)^{0.63}}$$

Al reemplazar los valores del tiempo de retorno (T), y la duración (t) se obtiene la siguiente tabla:

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA ORDINARIA MESETAS CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA (valores en mm/h)						
TIEMPO (min)	PERÍODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
10	135.1	157.8	177.5	199.8	233.4	262.6
20	87.3	102.0	114.7	129.1	150.8	169.7
30	67.6	79.0	88.9	100.0	116.8	131.4
40	56.4	65.9	74.1	83.4	97.5	109.7
50	49.0	57.3	64.4	72.5	84.7	95.3
60	43.7	51.0	57.4	64.6	75.5	84.9
70	39.6	46.3	52.1	58.6	68.5	77.1
80	36.4	42.6	47.9	53.9	63.0	70.9
90	33.8	39.5	44.5	50.0	58.5	65.8
100	31.7	37.0	41.6	46.8	54.7	61.6
110	29.8	34.8	39.2	44.1	51.5	58.0
120	28.2	33.0	37.1	41.7	48.8	54.9
130	26.8	31.4	35.3	39.7	46.4	52.2
140	25.6	29.9	33.7	37.9	44.3	49.8
150	24.5	28.7	32.2	36.3	42.4	47.7
160	23.5	27.5	31.0	34.8	40.7	45.8
170	22.7	26.5	29.8	33.5	39.2	44.1
180	21.9	25.5	28.7	32.3	37.8	42.5

A partir de estos datos se obtienen las curvas de Intensidad- Duración-Frecuencia para diferentes periodos de retorno, las cuales se muestran a continuación:



A partir de estas curvas de masas de aguaceros puntuales se hallan los siguientes incrementos de lluvias puntuales de los hietogramas de precipitación:

INCREMENTOS DE LLUVIAS PUNTALES DE LOS HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN ÁREA DE INFLUENCIA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA ORDINARIA MESETAS (valores en mm)						
INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0-10	22.5	26.3	29.6	33.3	38.9	43.8
10-20	6.6	7.7	8.7	9.7	11.4	12.8
20-30	4.7	5.5	6.2	7.0	8.1	9.2
30-40	3.8	4.4	5.0	5.6	6.6	7.4
40-50	3.2	3.8	4.3	4.8	5.6	6.3
50-60	2.8	3.3	3.7	4.2	4.9	5.5
60-70	2.6	3.0	3.4	3.8	4.4	5.0
70-80	2.3	2.7	3.1	3.5	4.0	4.6
80-90	2.2	2.5	2.8	3.2	3.7	4.2
90-100	2.0	2.4	2.7	3.0	3.5	3.9
100-110	1.9	2.2	2.5	2.8	3.3	3.7
110-120	1.8	2.1	2.4	2.6	3.1	3.5
120-130	1.7	2.0	2.2	2.5	2.9	3.3
130-140	1.6	1.9	2.1	2.4	2.8	3.1
140-150	1.5	1.8	2.0	2.3	2.7	3.0
150-160	1.5	1.7	1.9	2.2	2.6	2.9
160-170	1.4	1.7	1.9	2.1	2.5	2.8
170-180	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.7
TOTAL	65.6	76.6	86.2	97.0	113.4	127.5

Posterior a esto se arreglan los incrementos de lluvias puntuales y se obtiene lo siguiente:

INCREMENTOS ARREGLADOS DE LLUVIAS PUNTALES DE LOS HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN ÁREA DE INFLUENCIA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA ORDINARIA MESETAS (valores en mm)						
INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0-10	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.7
10-20	1.5	1.7	1.9	2.2	2.6	2.9
20-30	1.6	1.9	2.1	2.4	2.8	3.1
30-40	1.8	2.1	2.4	2.6	3.1	3.5
40-50	2.0	2.4	2.7	3.0	3.5	3.9
50-60	2.3	2.7	3.1	3.5	4.0	4.6
60-70	2.8	3.3	3.7	4.2	4.9	5.5
70-80	3.8	4.4	5.0	5.6	6.6	7.4
80-90	6.6	7.7	8.7	9.7	11.4	12.8
90-100	22.5	26.3	29.6	33.3	38.9	43.8
100-110	4.7	5.5	6.2	7.0	8.1	9.2
110-120	3.2	3.8	4.3	4.8	5.6	6.3
120-130	2.6	3.0	3.4	3.8	4.4	5.0
130-140	2.2	2.5	2.8	3.2	3.7	4.2
140-150	1.9	2.2	2.5	2.8	3.3	3.7
150-160	1.7	2.0	2.2	2.5	2.9	3.3
160-170	1.5	1.8	2.0	2.3	2.7	3.0
170-180	1.4	1.7	1.9	2.1	2.5	2.8
TOTAL	65.6	76.6	86.2	97.0	113.4	127.5

Basándose en el área de la cuenca en estudio y aplicando la ecuación de Fhrüling

$$f(a) = 1.0 - 0.0054 \times (3.873)^{0.25} = 0.76$$

Al aplicar el factor para transformar la lluvia puntual en lluvia espacial, se obtienen los siguientes resultados:

INCREMENTOS ARREGLADOS DE LLUVIA ESPACIAL DE LOS HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN - ÁREA DE INFLUENCIA HOYA No. 23 (valores en mm)						
INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0-10	1.0	1.2	1.4	1.5	1.8	2.0
10-20	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2
20-30	1.2	1.4	1.6	1.8	2.1	2.4
30-40	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.6
40-50	1.5	1.8	2.0	2.3	2.7	3.0
50-60	1.8	2.1	2.3	2.6	3.1	3.5
60-70	2.2	2.5	2.8	3.2	3.7	4.2
70-80	2.9	3.4	3.8	4.3	5.0	5.6
80-90	5.0	5.8	6.6	7.4	8.6	9.7
90-100	17.1	20.0	22.5	25.3	29.6	33.3
100-110	3.6	4.2	4.7	5.3	6.2	7.0
110-120	2.5	2.9	3.2	3.6	4.3	4.8
120-130	1.9	2.3	2.6	2.9	3.4	3.8
130-140	1.6	1.9	2.2	2.4	2.8	3.2
140-150	1.4	1.7	1.9	2.1	2.5	2.8
150-160	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2	2.5
160-170	1.2	1.4	1.5	1.7	2.0	2.3
170-180	1.1	1.3	1.4	1.6	1.9	2.1
TOTAL	49.9	58.3	65.6	73.8	86.2	97.0

2.7. PRECIPITACIONES EFECTIVAS DE DISEÑO EN MODELOS LLUVIA – ESCORRENTÍA

2.7.1. Introducción

Por su simplicidad, se propone para el cálculo de precipitaciones efectivas de diseño (escorrentía superficial), en modelos lluvia – escorrentía el método de las curvas CN (Curve Number) del Soil Conservation Service, SCS, del U.S. Department of Agriculture.

2.7.2. Método del número de curva CN del SCS para estimar abstracciones de la precipitación

2.7.2.1. Introducción

El Soil Conservation Service de los Estados Unidos de América, SCS, desarrolló un método denominado número de curva de escorrentía CN, para calcular las abstracciones de una tormenta, las cuales incluyen la interceptación, la detención superficial y la infiltración propiamente dicha .

En este método, la profundidad de escorrentía (es decir, la profundidad efectiva de precipitación) es una función de la profundidad total de precipitación y de un parámetro de abstracción referido al número de curva de escorrentía, denominado número de curva o CN. El número de curva varía en un rango de 1 a 100, existiendo una función de las siguientes propiedades productoras de escorrentía de la hoya hidrográfica: (1) tipo de suelo hidrológico, (2) utilización y tratamiento del suelo, (3) condiciones de la superficie del terreno, y (4) condición de humedad antecedente del suelo.

El método del número de curva de escorrentía fue desarrollado a partir de datos de precipitación y escorrentía de 24 horas y, como tal, debe ser usado hasta esta última duración. No toma explícitamente en consideración las variaciones temporales de intensidad de lluvia. La distribución temporal de precipitación puede ser introducida en una etapa posterior.

Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa, P_e , es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a la retención potencial máxima S , como se presenta en la Figura 2.14:

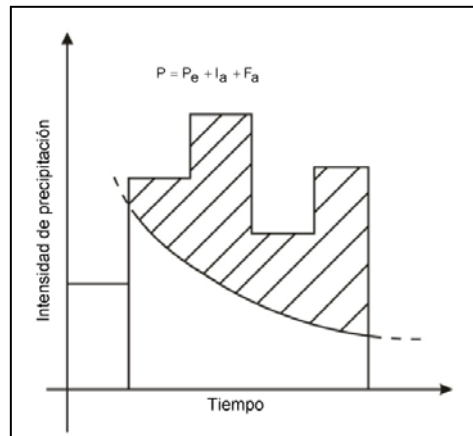


Figura 2.14. - Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS;
 I_a = abstracción inicial, P_e = exceso de precipitación; F_a = abstracción
 continuada, P = precipitación total

Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes de encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$. La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad [2.104]$$

Del principio de continuidad de la precipitación:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad [2.105]$$

Combinando las ecuaciones anteriores, y resolviendo para P_e se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad [2.106]$$

Esta es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta, utilizando el método del SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica:

$$I_a = 0.2 S \quad [2.107]$$

Con base en esto, la ecuación de la precipitación efectiva queda:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \times S)^2}{P + 0.8 \times S} \quad [2.108]$$

En la que P y S están expresados en pulgadas. Esta fórmula es válida para $P \geq 0.2S$; si $(P - 0.2S) \leq 0$, entonces $P_e = 0$.

Ya que la máxima retención potencial varía ampliamente, es más apropiado expresarla en términos del número de curva de escorrentía CN, un entero que varía en el rango de 1 a 100, de la siguiente forma:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad [2.109]$$

En la que CN es el número de curva de escorrentía (adimensional), y S están en mm. Para $CN=100$, $S=0$; y para $CN=1$, $S=25146$ mm.

De esta manera, las abstracciones totales A (incluyendo intercepción, detención superficial e infiltración propiamente dicha) son iguales a:

$$A = P - P_e \quad [2.110]$$

2.7.2.2. Estimación del número de curva de escorrentía, CN

2.7.2.2.1. Introducción

Los complejos de cubierta hidrológica del suelo describen una combinación específica de los grupos de suelos hidrológicos, el uso y el tratamiento de la tierra, la condición hidrológica superficial y las condiciones de humedad antecedente. Todos estos factores tienen un comportamiento directo sobre la cantidad de escorrentía producida por una hoya hidrográfica. El grupo hidrológico de suelos describe el tipo de suelo. El uso y el tratamiento del suelo describen el tipo y la condición de la cubierta vegetal. La condición hidrológica se refiere a la capacidad de la superficie de la hoya hidrográfica para aumentar o impedir la escorrentía directa. La condición de humedad antecedente tiene en cuenta la historia reciente de la precipitación y, consecuentemente, es una medida de la cantidad almacenada por la hoya.

2.7.2.2.2. Clasificación hidrológica de los suelos

Los grupos hidrológicos en que se pueden dividir los suelos son utilizados en el planteamiento de cuencas para la estimación de la escorrentía superficial a partir de la precipitación. Las propiedades de los suelos “desnudos”, luego de un humedecimiento prolongado, que son consideradas para estimar la tasa mínima de infiltración, son: profundidad del nivel freático en época de invierno, infiltración y permeabilidad del suelo luego de un humedecimiento prolongado, y la profundidad hasta el estrato de permeabilidad muy baja. La influencia de la cobertura vegetal es tratada independientemente.

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

- A. (Bajo potencial de escorrentía). Suelos que tienen alta tasa de infiltración incluso cuando estén muy húmedos. Consisten en arenas o gravas profundas, bien a excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
- B. (Moderadamente bajo potencial de escorrentía). Suelos con tasa de infiltración moderada cuando están muy húmedos. Suelos moderadamente profundos a profundos, moderadamente bien drenados a bien drenados, suelos con texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas, y permeabilidad moderadamente lenta a moderadamente rápida. Son suelos con tasas de transmisión de agua moderadas.
- C. (Moderadamente alto potencial de escorrentía). Suelos con infiltración lenta cuando están muy húmedos. Consisten en suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo; suelos de texturas moderadamente finas a finas; suelos con infiltración lenta debido a sales o álcalis o suelos con niveles freáticos moderados. Esos suelos pueden ser pobremente drenados o bien a moderadamente bien drenados, con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta a poca profundidad (50-100 cm).
- D. (Alto potencial de escorrentía). Suelos con infiltración muy lenta cuando están muy húmedos. Consisten en suelos arcillosos con alto potencial de expansión; suelos con nivel freático alto permanente; suelos con estrato arcilloso superficial; suelos con infiltración muy lenta debido a sales o álcalis y suelos poco profundos sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa de transmisión de agua muy lenta.

2.7.2.2.3. Uso y tratamiento del suelo

El efecto de la condición superficial sobre la hoya hidrográfica se evalúa por medio de las clases de tratamiento y uso del suelo. El uso del suelo pertenece a la cobertura de la hoya, incluyendo todo tipo de vegetación, humus vegetal, tierras en descanso (suelo limpio), así como usos no agrícolas, como superficies de agua (lagos, ciénagas u otras), superficies impermeables (caminos, techos, etc.) y áreas urbanas. El tratamiento del suelo se aplica principalmente a los usos agrícolas del suelo, y éste incluye prácticas mecánicas, como el perfilado de curvas de nivel o terraceo, y prácticas de manejo, como el control de pastoreo y la rotación de cultivos. Una clase de tratamiento/uso es la combinación frecuentemente encontrada en una hoya hidrográfica.

El método del número de curva de escurrimiento distingue entre suelos cultivados, prado y bosques. Para suelos cultivados, identifica los siguientes usos y tratamientos del suelo: tierras en descanso, prados, cultivos de hilera, cultivos de granos, vegetales sembrados cercanamente, rotaciones (de pobre a buena), cultivos en hileras rectas, campos sembrados a lo largo de curvas de nivel y cultivos terraceados.

2.7.2.2.4. Condición hidrológica

Los prados son evaluados con una condición hidrológica de pasto natural. El porcentaje de área cubierta con pasto natural y la intensidad de pastoreo son estimadas visualmente. Una condición hidrológica pobre corresponde a menos del 50 % de área cubierta y alta intensidad de pastoreo. Una condición hidrológica aceptable corresponde al 50 a 75 % del área cubierta y media intensidad de pastoreo. Una condición hidrológica buena corresponde a más del 75 % de área cubierta y ligera intensidad de pastoreo.

Los bosques son pequeñas arboledas aisladas o árboles que han sido sembrados para fincas o para usar en granjas. La condición hidrológica para los bosques se determina visualmente como sigue: (1) Bosque pobre: densamente pastado o bosque regularmente quemado, con pocos arbustos y muy pequeña cantidad de humus vegetal; (2) Bosque aceptable: con pastos no quemados, con algunos arbustos y moderada cantidad de humus vegetal; (3) Bosque bueno: protegido con pasto, con alta cantidad de humus vegetal y muchos arbustos cubriendo la superficie.

2.7.2.2.5. Condición de humedad antecedente

El método del número de curva de escurrimiento tiene tres niveles de humedad antecedente, dependiendo de la precipitación total en los cinco días previos a la tormenta que se analiza. La condición de humedad antecedente seca

(AMC I) tienen el menor potencial de escorrentía, con los suelos estando lo suficientemente secos para un arado satisfactorio o para que una siembra se lleve a cabo. La condición de humedad antecedente promedio (AMC II) tiene un potencial de escorrentía promedio. La condición de humedad antecedente húmeda (AMC III) tiene el mayor potencial de escorrentía, con la hoya hidrográfica prácticamente saturada de precipitaciones anteriores. La condición de humedad antecedente puede ser determinada a partir de la información de la Tabla 2.13.

Tabla 2.13. - Precipitación acumulada para tres niveles de condición de humedad antecedente

CONDICIÓN DE HUMEDAD ANTECEDENTE (AMC)	PRECIPITACIÓN ACUMULADA DE LOS 5 DÍAS PREVIOS AL EVENTO EN CONSIDERACIÓN (mm)
I	0 - 36
II	36.1 – 52.5
III	Más de 52.5

2.7.2.2.6. Determinación del número de curva de escorrentía

Actualmente están en uso tablas de número de curva de escorrentía CN para un promedio de la condición AMC II para varias coberturas hidrológicas del suelo. En las Tabla 2.14, Tabla 2.15 y Tabla 2.16 se muestran los números de curva para áreas urbanas, para áreas agrícolas cultivadas, y para otros tipos de tierras agrícolas, respectivamente.

Tabla 2.14. - Número de curva de escorrentía para áreas urbanas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e $I_a=0.2S$

TIPO DE COBERTURA Y CONDICIÓN HIDROLÓGICA	% PROMEDIO ÁREAS IMPERMEABLES ¹	NUMERO DE CURVAS PARA GRUPOS DE SUELOS HIDROLÓGICOS			
		A	B	C	D
Áreas urbanas totalmente desarrolladas (vegetación ya establecida):					
Espacios abiertos (prados, parques, campos de golf, cementerios, etc.) ²					
Condición pobre (menos del 50% cubierto de pasto)		68	79	86	89
Condición regular (del 50% al 75% cubierto de pasto)		49	69	79	84
Condición buena (más del 75% cubierto de pasto)		39	61	74	80
Áreas Impermeables:					
Parqueaderos pavimentados, techos, autopistas, etc. (excluyendo derecho de vía)		98	98	98	98
Calles y caminos:					
Pavimentados		98	98	98	98
Pavimentados; zanjas abiertas (incluyendo derecho de vía)		83	89	92	93
Grava (incluyendo derecho de vía)		76	85	89	91
Tierra (incluyendo derecho de vía)		72	82	87	89
Áreas desiertas urbanas:					
Paisajes desérticos naturales (solamente áreas permeables) ³		63	77	85	88
Paisajes desérticos artificiales (barreras impermeables de maleza, arbustos de desierto con 1 a 2 pulg de diámetro; Cubierta de arena o grava y orillas de áreas húmedas)		96	96	96	96
Áreas urbanas:					
Comercial y de negocios	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Áreas residenciales por promedio del tamaño del lote:					
1/8 de acre o menos (506 m ² o menos)	65	77	85	90	92
1/4 acre (1012 m ²)	38	61	75	83	87
1/3 acre (1350 m ²)	30	57	72	81	86
1/2 acre (2025 m ²)	25	54	70	80	85
1 acre (4050 m ²)	20	51	68	79	84
2 acre (8100 m ²)	12	46	65	77	82
Áreas urbanas desarrolladas:					
Áreas permeables conformadas (solamente áreas permeables, sin vegetación)		77	86	91	94

Referencia: Monsalve S. Germán, "Hidrología en la Ingeniería", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá D.C., Colombia, Segunda Edición, 1999.

¹El porcentaje promedio de área impermeable muestreada fue empleado para desarrollar el conjunto de valores de CN. Otras suposiciones son las siguientes: áreas impermeables están directamente conectadas con el sistema de drenaje, áreas impermeables tienen un CN=98; y áreas permeables son consideradas equivalentes a espacios abiertos con una condición hidrológica buena.

²CNs mostrados son equivalentes a aquéllos de pastos. Se pueden calcular valores de CN compuestos para otras combinaciones de tipo de cobertura de espacios abiertos.

³Los valores de CN de áreas permeables se suponen equivalentes a arbustos de desierto con un condición hidrológica pobre.

Tabla 2.15. - Número de curva de escorrentía para tierras agrícolas cultivadas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e $I_a=0.2S$

COBERTURA		CONDICIÓN HIDROLÓGICA	GRUPO DE SUELOS			
USO DE LA TIERRA	TRATAMIENTO O PRÁCTICA		A	B	C	D
			NÚMERO DE CURVA			
Rastrojo	Hileras Rectas	---	77	86	91	94
Cultivos en hileras	Hileras Rectas	Mala	72	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y terrazas	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	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
Buena		59	70	78	81	
Leguminosas en ¹ 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
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
Buena		51	67	76	80	

Referencia: Monsalve S. Germán, "Hidrología en la Ingeniería", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá D.C., Colombia, Segunda Edición, 1999,

¹ Siembra tupida o al voleo.

Tabla 2.16. - Número de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e $I_a=0.2S$

DESCRIPCIÓN Y TIPO DE COBERTURA	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NÚMERO DE CURVA PARA GRUPOS DE SUELOS HIDROLÓGICOS			
		A	B	C	D
Pastos, forraje para pastoreo ¹	Mala	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Prados continuos, protegidos de pastoreo, y generalmente segados para heno	---	30	58	71	78
Maleza mezclada con pasto de semilla con la maleza como principal elemento ²	Mala	48	67	77	83
	Regular	35	56	70	77
	Buena	30 ³	48	65	73
Combinación de bosques y pastos (huertas o granjas con árboles) ⁴	Mala	57	73	82	86
	Regular	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Bosques ⁵	Mala	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77
Predios de granjas, construcciones, veredas, caminos y lotes circundantes	---	59	74	82	86

Referencia: Monsalve S. Germán, "Hidrología en la Ingeniería", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá D.C., Colombia, Segunda Edición, 1999,

¹Mala: Menos de 50% del suelo cubierto con pastoreo intenso sin maleza
Regular: 50 a 75% del suelo cubierto y un pastoreo no muy intenso.
Buena: más del 75% del suelo cubierto y un pastoreo ocasional a ligero.

²Mala: Menos del 50% del suelo cubierto.
Regular: 50 a 75% del suelo cubierto.
Buena: más del 75% del suelo cubierto.

³Número de curva actual menor a 30. Emplear $CN=30$ para cálculos de escorrentía.

⁴Los valores de CN mostrados se calcularon para áreas con 50% bosques y 50% cubiertas con pastos. Se pueden calcular otras combinaciones de CN para bosques y pastos.

⁵Mala: Humus vegetal, pequeños árboles y maleza destruida por pastoreo intenso, y quemadas regulares.
Regular: Bosques con pastoreo pero no quemados, suelo cubierto por humus vegetal.
Buena: Bosques protegidos del pastoreo, y el suelo cubierto adecuadamente por humus vegetal.

En caso de que se tenga una condición de humedad antecedente diferente a la AMC II, para la cual fueron deducidas las tablas anteriores, se puede transformar el valor de CN para otros tipos de humedad antecedente, como se presenta en la Tabla 2.17.

Tabla 2.17. - Números de curva CN para condiciones de humedad antecedente tipos I y III

AMC II	AMC I	AMC III	AMC II	AMC I	AMC III
100	100	100	60	40	78
99	97	100	59	39	77
98	94	99	58	38	76
97	91	99	57	37	75
96	89	99	56	36	75
95	87	98	55	35	74
94	85	98	54	34	73
93	83	98	53	33	72
92	81	97	52	32	71
91	80	97	51	31	70
90	78	96	50	31	70
89	76	96	49	30	69
88	75	95	48	29	68
87	73	95	47	28	67
86	72	94	46	27	66
85	70	94	45	26	65
84	68	93	44	25	64
83	67	93	43	25	63
82	66	92	42	24	62
81	64	92	41	23	61
80	63	91	40	22	60
79	62	91	39	21	59
78	60	90	38	21	58
77	59	89	37	20	57
76	58	89	36	19	56
75	57	88	35	18	55
74	55	88	34	18	54
73	54	87	33	17	53
72	53	86	32	16	52
71	52	86	31	16	51
70	51	85	30	15	50
69	50	84			
68	48	84	25	15	43
67	47	83	20	9	37
66	46	82	15	6	30
65	45	82	10	4	22
64	44	81	5	2	13
63	43	80	0	0	0
62	42	79			
61	41	78			

2.7.3. Hietogramas de aguaceros espaciales de diseño de precipitación efectiva

Para el cálculo de los hietogramas de aguaceros espaciales de diseño de precipitación efectiva a ser aplicados a los hidrogramas de escorrentía superficial sobre la hoya hidrográfica de interés, se debe seguir el siguiente procedimiento:

- a) Calcular la curva de masas de los aguaceros espaciales de diseño con base en los hietogramas respectivos, mencionados en el numeral 2.6.5.
- b) Para cada duración de la lluvia seleccionada (congruente con la duración de la lluvia efectiva del hidrograma de escorrentía superficial seleccionado, igual a t_r ; es decir, t_r , $2t_r$, $3t_r$, $4t_r$, etc.), calcular la curva de masas de la precipitación efectiva espacial por medio del método de las curvas CN del Soil Conservation Service.
- c) Calcular el hietograma de lluvia espacial efectiva sobre la hoya, restando las precipitaciones consecutivas de la curva de masas de precipitación efectiva espacial.

2.8. MODELO DE COMPUTADOR PARA EL CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE CRECIENTE

El cálculo del hidrograma total se realiza considerando el hidrograma unitario afectado por la escorrentía directa o precipitación efectiva en cada duración unitaria del hietograma, el cual se va desplazando de acuerdo a la duración para todos los incrementos de la lluvia efectiva. El hidrograma total resultante es la suma de las ordenadas de los diversos hidrogramas para cada valor constante de tiempo. Para ello, se puede usar el modelo de computador HEC-HMS, considerando la referencia bibliográfica 2.16 presentada al final de este capítulo.

A continuación se presenta una descripción teórica del modelo de computador HEC-HMS:

1) Descripción del modelo hidrológico HEC-HMS

Para los trabajos particulares relacionados con estos estudios, se utilizó la versión más reciente de este modelo hidrológico HEC-HMS 3.4 (enero de 2010).

2) Filosofía del modelo

El modelo computacional HEC-HMS ha sido diseñado para simular la escorrentía superficial en una corriente de agua en respuesta a un evento de precipitación como un sistema interconectado de componentes hidrológicas e hidráulicas. Cada componente se modela como un aspecto del proceso precipitación - escorrentía dentro de una porción de la hoya hidrográfica, comúnmente referida como una subhoya. Una componente puede representar una entidad de escorrentía superficial, un canal de una corriente, o un embalse. La representación de una componente requiere un conjunto de parámetros que especifican las características particulares de tal componente y las relaciones matemáticas que describen los procesos físicos que ocurren y la involucran. El resultado del proceso de modelación es la determinación de los hidrogramas de creciente en puntos determinados de la hoya hidrográfica.

3) Componentes del modelo

– Red de canales

La hoya hidrográfica se subdivide en un sistema interconectado de canales utilizando mapas topográficos y cualquier otra información geográfica que describa las características existentes o proyectadas de la red de drenaje. En primer término, se delimita la hoya hidrográfica, la cual se subdivide posteriormente en un número determinado de subhoyas de acuerdo con sus propias características, determinando el ejercicio anterior el número y los tipos de componentes de canales que se usan en el modelo y la interrelación entre ellas.

– Componente de escorrentía superficial del terreno

La componente de escorrentía superficial del terreno de las subhoyas se utiliza para representar el movimiento del agua sobre la superficie del terreno y en los canales de las respectivas subhoyas. El dato de entrada a esta componente es el hietograma de precipitación total. La precipitación efectiva que produce escorrentía superficial se calcula substrayendo al valor de la precipitación total la infiltración las pérdidas por detención en el terreno con base en una función de la tasa de infiltración del agua en el suelo. Para los estimativos anteriores, se supone que la precipitación y la infiltración son uniformes sobre cada una de las subhoyas establecidas. Estas pérdidas debidas a la intercepción superficial del terreno, almacenamientos en depresiones e infiltración son denominadas en el modelo computacional HEC-HMS como las pérdidas de la precipitación, las cuales pueden ser estimadas a través de las

siguientes metodologías: pérdida inicial y tasa de pérdida uniforme; tasa de pérdida exponencial; método de la curva número CN del Soil Conservation Service, SCS; tasa de pérdida de Holtan; y función de infiltración de Green y Ampt.

Los excesos de lluvia efectiva son transitados posteriormente a través de las técnicas del hidrograma unitario o de la onda cinemática a la salida de la subhoya, estimándose el hidrograma de escorrentía respectivo. La técnica del hidrograma unitario produce un hidrograma de escorrentía en el punto más aguas abajo de la subhoya respectiva. Si la ubicación para el cálculo de escorrentía no es apropiada, puede ser necesario subdividir aún más la subhoya o utilizar el método de la onda cinemática para distribuir entradas de caudal localizadas en puntos específicos.

El modelo computacional HEC-HMS tiene en cuenta las siguientes metodologías de hidrogramas unitarios: Clark, Snyder y adimensional del SCS. Para las hoyas hidrográficas en consideración, también por su simplicidad y uso arraigado, se ha tenido en cuenta el método del hidrograma unitario adimensional del SCS, el cual se basa en las características del tiempo de desfase, el cual, a su vez, se basa en el tiempo de concentración y en el área de drenaje de la subhoya considerada.

- Componente de tránsito en canales

Se utiliza una componente de tránsito del hidrograma de escorrentía en los canales para representar la transformación de la onda de creciente a lo largo de ellos. El dato de entrada a esta componente es un hidrograma de creciente en el punto más aguas arriba, resultante de contribuciones individuales o combinadas de escorrentía de las subhoyas y de su tránsito en canales o embalses. Si se utiliza el método de la onda cinemática, la escorrentía distribuida de los elementos de subhoyas localizadas dentro de la propia subhoya en consideración es también un dato de entrada, el cual se combina con el hidrograma de creciente más aguas arriba mencionado previamente, para ser transitados hasta el final del tramo de canal. El hidrograma es transitado hasta el punto más aguas abajo del canal en estudio, con base en las características geométricas y de rugosidad de éste.

- Uso combinado de las componentes de tránsito en canales y escorrentía superficial de las subhoyas

Se puede representar cualquier tipo de conexión de procesos de precipitación - escorrentía en las subhoyas y el tránsito en canales en la hoya hidrográfica en estudio, a través de una combinación adecuada de

las componentes de escorrentía superficial en las subhoyas y de tránsito en canales. La conexión de las componentes de la red de canales está implicada por el orden en el cual las componentes de los datos están arregladas. La simulación debe comenzar siempre en la parte más aguas arriba de la subhoya considerada en un ramal de la red de canales. La simulación procede hacia aguas abajo hasta que se alcanza la confluencia respectiva. Antes de simular los procesos aguas abajo de una confluencia, todas las crecientes hasta tal confluencia deben ser calculadas y transitadas hasta ese punto.

– Componente de tránsito en embalses

La utilización de la componente de tránsito en embalses es similar a la componente del tránsito en canales. La componente de embalse opera recibiendo una creciente aguas arriba de éste y transitando los caudales respectivos entrantes a través del embalse, utilizando métodos de tránsito en embalses.

2.9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

2.1 CHOW VEN TE., MAIDMENT D.R., MAYS L.W., "Applied Hydrology", McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, New York, U.S.A., 1988.

2.2 IROUME A., "Estudio de los Procesos Hidrológicos en una Cuenca Experimental Forestal Andina en Chile", Bosque 18 (1): 1997, Instituto de Manejo Forestal, Valdivia, Chile.

2.3 SMITH R., VÉLEZ M.V., Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos, Facultad de Minas, Universidad Nacional, Departamento de Antioquia, Secretaría de Obras Públicas, "Hidrología de Antioquia", Medellín, Colombia, 1997.

2.4 PONCE VICTOR M. "Engineering Hydrology, Principles and Practices", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1989.

2.5 VILLELA M. S., MATTOS A., "Hidrologia Aplicada", Editora McGraw-Hill Do Brasil, Ltda., 1975.

- 2.6 EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ, EAAB-ESP, "Normas de Diseño, Construcción y Materiales de Alcantarillado", 1985.
- 2.7 UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Diseño de Presas Pequeñas", Compañía Editorial Continental S.A., 1967.
- 2.8 MASSEY, F. J., Journal American Statistical Association, "The Kolmogorov-Smirnov Test for Goodness of Fit", 1951.
- 2.9 MONSALVE S. GERMÁN, "Hidrología en la Ingeniería", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá D.C., Colombia, Segunda Edición, 1999.
- 2.10 DALRYMPLE, T., U. S. GEOLOGICAL SURVEY, "Flood Frequency Analysis", 1960.
- 2.11 JOURNAL OF HYDROLOGY 186, "Presentation and Review of Some Methods for Regional Flood Frequency Analysis", 1996.
- 2.12 JOURNAL OF HYDROLOGY 186, "Inter-comparison of Regional Flood Frequency Procedures for Canadian Rivers", 1996.
- 2.13 CHIANG S.M, TSAY T-K, NIX S.T., Journal of Water Resources Planning and Management, "Hydrologic Regionalization of Watersheds. II: Applications", January/February, 2002.
- 2.14 INGETEC S.A., EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ, EAAB-ESP, "Estudio y Revisión de las Curvas I-D-F (Intensidad -Duración-Frecuencia) y del Análisis Espacial de las Tormentas Curvas PADF(Profundidad-Área-Duración-Frecuencia) para la Sabana de Bogotá", Informe Técnico Final, Bogotá D.C., junio de 2005.
- 2.15 VARGAS M.R., DÍAZ-GRANADOS O.M., Universidad de los Andes, "Curvas Sintéticas Regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Colombia", Santafé de Bogotá, 1998.

2.16 U.S ARMY CORPS OF ENGINEERS, HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER, GENERALIZED COMPUTER PROGRAM, "HEC-HMS, Hydrologic

Drenaje de la Corona

3

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 3. DRENAJE DE LA CORONA	3 - 1
3.1. DEFINICIÓN DE CORONA	3 - 1
3.2. CONSIDERACIONES GENERALES Y CRITERIOS BÁSICOS	3 - 5
3.2.1. Efecto del agua que fluye sobre la corona	3 - 5
3.2.2. Objetivo del drenaje de la corona	3 - 5
3.2.3. Factores a considerar	3 - 5
3.3. CRITERIOS PARA EL PROYECTO DEL DRENAJE DE LA CORONA	3 - 6
3.3.1. Intensidad, caudal y tiempo de concentración	3 - 6
3.3.2. La geometría de la carretera	3 - 9
3.3.3. La textura del pavimento	3 - 13
3.3.4. Espesor de la película de agua sobre la superficie y velocidades vehiculares críticas	3 - 15
3.3.4.1. Métodos empíricos	3 - 17
3.3.4.2. Métodos analíticos	3 - 27
3.3.4.3. Modelación del flujo en dos dimensiones	3 - 32
3.4. CONSIDERACIONES FINALES	3 - 33
3.5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	3 - 35

CAPÍTULO 3. DRENAJE DE LA CORONA

3.1. DEFINICIÓN DE CORONA

La corona, también llamada plataforma, es la superficie visible de una carretera, formada por su(s) calzada(s), bermas y sobreeanchos, así como el separador central o mediana, en caso de que este último forme parte de la sección transversal típica. Las Figuras 3.1 y 3.2, tomadas del Manual de diseño geométrico de carreteras del INVÍAS (Referencia 3.1), ilustran el concepto de corona en secciones típicas de una vía pavimentada con calzadas separadas y de otra con calzada única.

Casos especiales de corona son los de las carreteras unidireccionales con calzadas completamente independientes y los de las vías sin pavimentar. En el primero, la carretera tendrá dos coronas independientes, mientras que en el segundo, la calzada, las bermas y los sobreeanchos configuran un todo no diferenciable a simple vista (Figura 3.3).

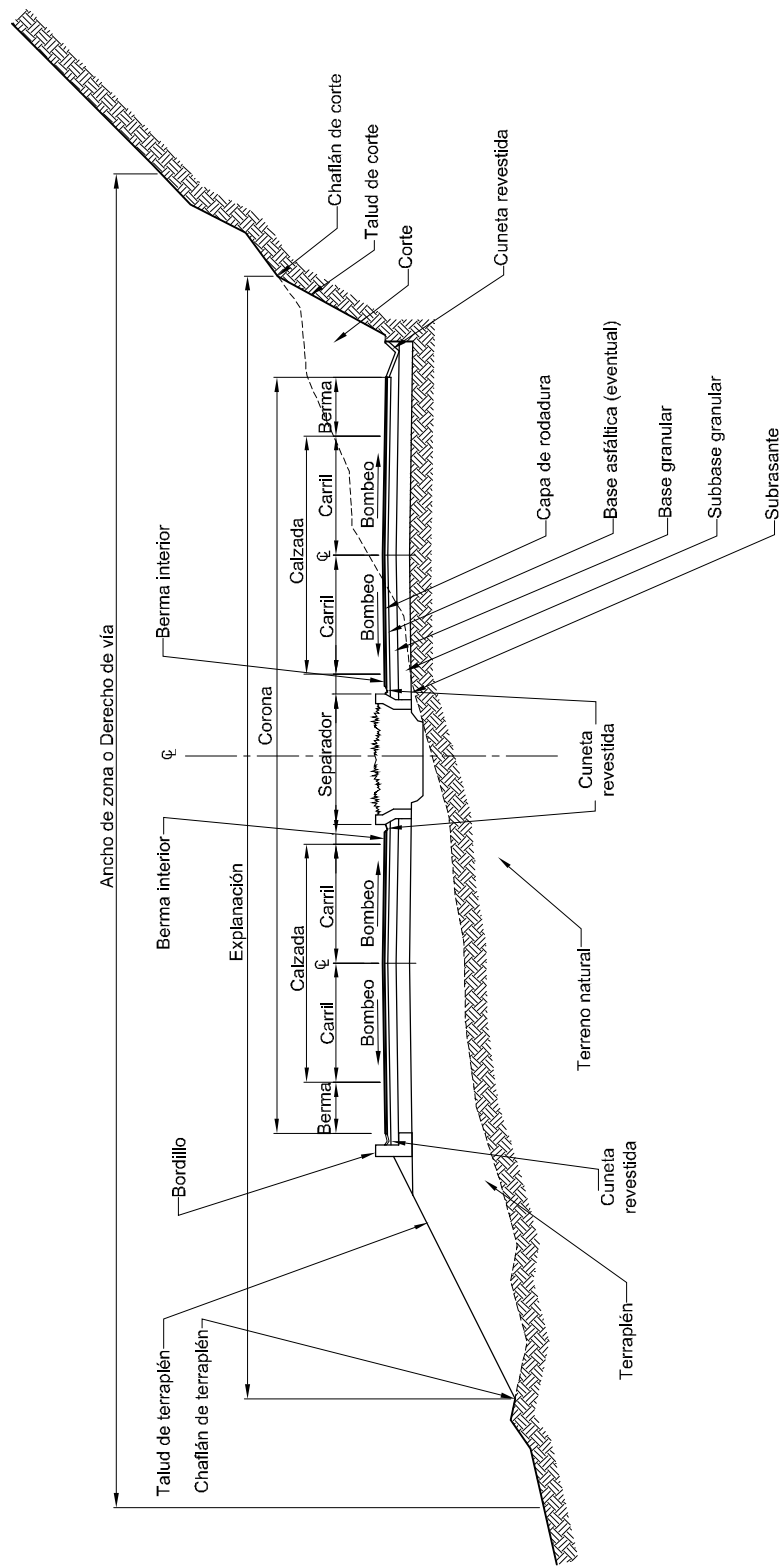


Figura 3.1. - Sección transversal típica de una carretera con calzadas separadas

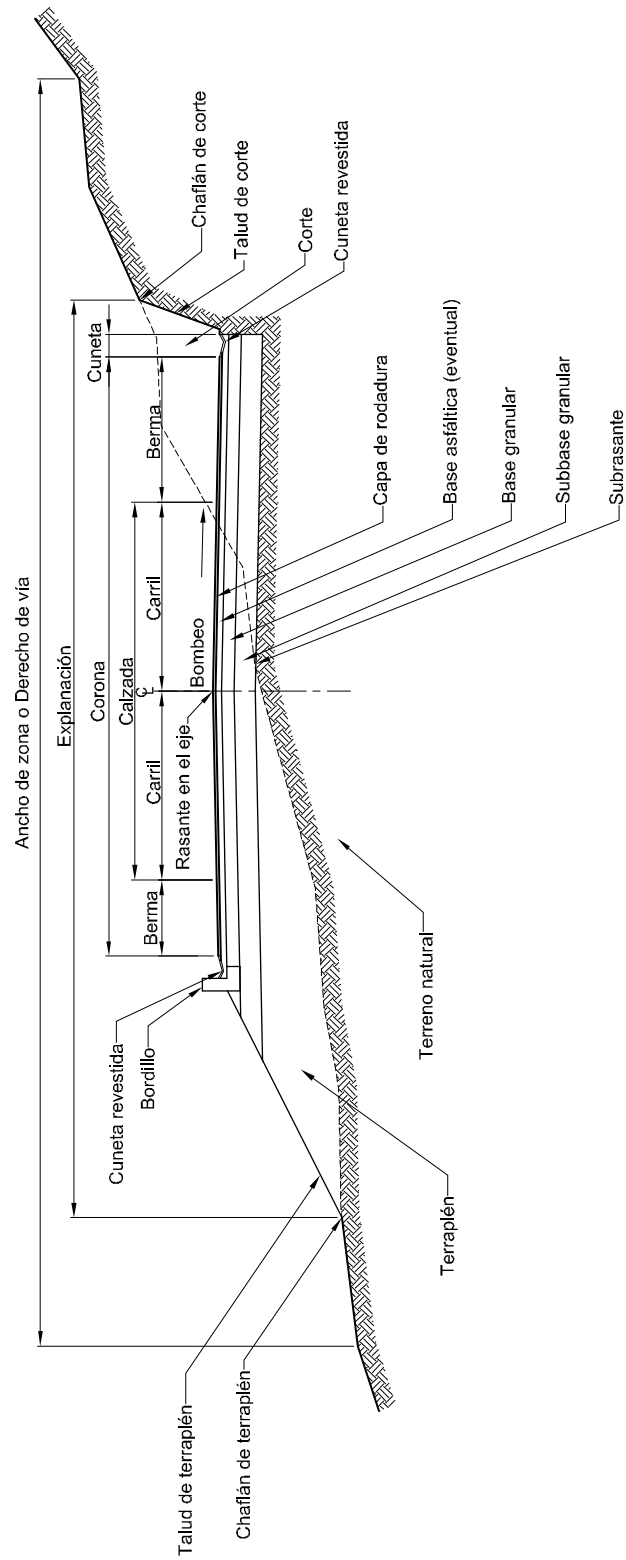


Figura 3.2. - Sección transversal típica de una carretera pavimentada de calzada única

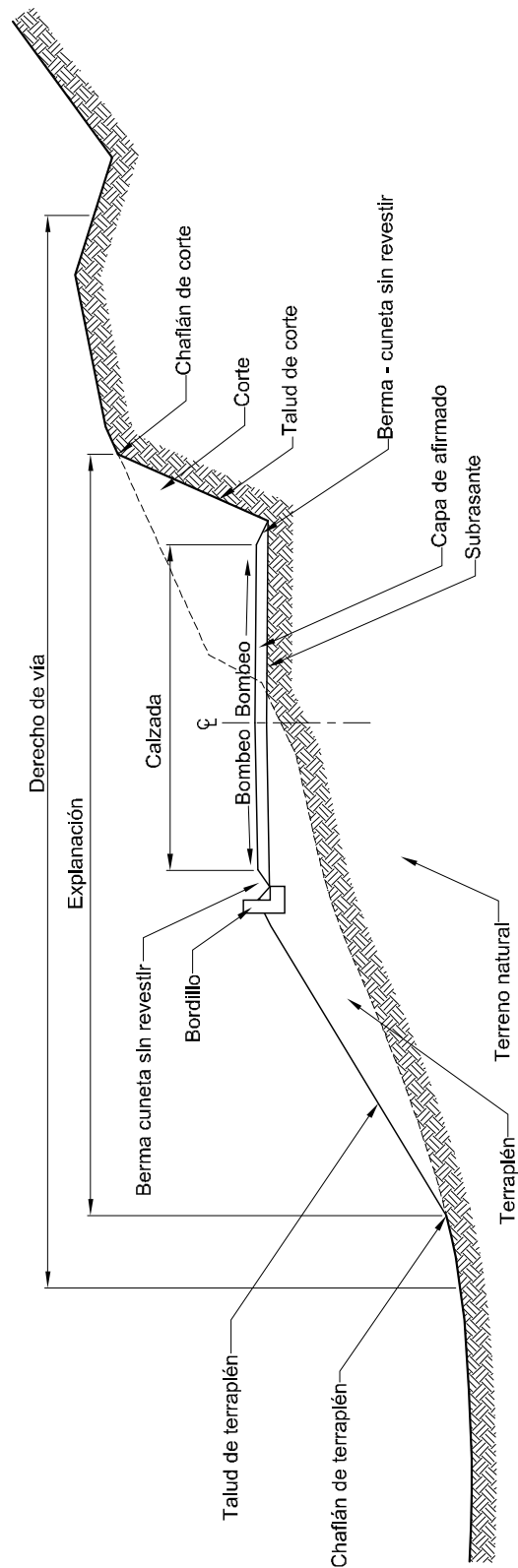


Figura 3.3. - Sección transversal típica de una carretera no pavimentada

3.2. CONSIDERACIONES GENERALES Y CRITERIOS BÁSICOS

3.2.1. Efecto del agua que fluye sobre la corona

Aparte del efecto adverso que puede tener el agua sobre el comportamiento de un pavimento, su presencia en la superficie genera problemas de seguridad a los usuarios, consistentes en la disminución de la visibilidad y en la posibilidad de que se produzca hidroplaneo.

La lluvia altera sustancialmente el ambiente visual de los conductores, en especial en horas de la noche, ya que disminuye la visibilidad debido a sus efectos adversos sobre los faroles de los vehículos, los parabrisas, el pavimento y la señalización horizontal. La lluvia desmejora la eficiencia de los faroles delanteros y de las demás fuentes de iluminación externa de los vehículos, por cuanto filtra parte de su poder luminoso reduciendo la iluminancia sobre la carretera enfrente de ellos. Así mismo, limita la capacidad del conductor para ver a través del parabrisas y disminuye la cantidad de luz retrorreflejada hacia el vehículo por la superficie de la carretera. Además, la película de agua que se forma sobre el pavimento propicia salpicaduras por los neumáticos de los vehículos en circulación, vuelve casi invisibles los dispositivos de señalización horizontal y hace que el pavimento parezca más oscuro que bajo condición seca (Referencia 3.2).

El hidroplaneo, por su parte, es un fenómeno que ocurre cuando una lámina continua de agua queda involucrada en la interacción entre los neumáticos y el pavimento, a causa de la cual se reduce la cantidad de fricción disponible, produciendo el deslizamiento incontrolado del vehículo sobre la superficie húmeda.

3.2.2. Objetivo del drenaje de la corona

El objetivo del drenaje de la corona es retirar el agua que cae sobre ella, de la manera más rápida y eficiente, con el fin de brindar seguridad y comodidad al tránsito automotor.

3.2.3. Factores a considerar

Los siguientes factores se deben considerar para reducir la cantidad de agua sobre la superficie de un pavimento y, consecuentemente, el potencial de hidroplaneo y, en parte, la mala visibilidad:

- 1) Realizar el diseño geométrico de la carretera de manera de reducir al mínimo las trayectorias del agua que fluye sobre la calzada, con el fin de impedir que la película de agua alcance un espesor inconveniente. Se

deberá tener en cuenta que la pendiente transversal tiene mayor influencia que la longitudinal en el control del potencial de hidroplaneo.

- 2) Incrementar la profundidad de la textura superficial del pavimento por métodos como el estriado transversal que se realiza a los pavimentos rígidos, con lo que se aumenta la capacidad de drenaje en la interfaz neumático-pavimento. Esta operación se encuentra contemplada en el numeral 500.4.15 del Artículo 500 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS. El estriado en sentido longitudinal no es recomendable, por cuanto retarda el desplazamiento de la película de agua.
- 3) Emplear mezclas discontinuas o drenantes como capas de rodadura de los pavimentos asfálticos, cuya presencia fuerza el agua a través del pavimento bajo los neumáticos, lo que libera las presiones hidrodinámicas que se crean, mejorando la visibilidad en instantes de lluvia y reduciendo la propensión al hidroplaneo. Las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS consideran estas mezclas en los Artículos 452 y 453, respectivamente. Si se emplean mezclas de tipo denso, se debe tener presente que la existencia de ahuellamientos superiores a 5 milímetros genera condiciones que favorecen el hidroplaneo.
- 4) Construir estructuras de drenaje superficial longitudinal a lo largo de la carretera, generalmente cunetas y canales y, eventualmente, drenes perforados (slotted drains), para capturar el flujo de agua proveniente del pavimento. El diseño de ellas es considerado en el Capítulo 4 del presente Manual.

3.3. CRITERIOS PARA EL PROYECTO DEL DRENAJE DE LA CORONA

En el drenaje de la corona intervienen diferentes aspectos. Uno de ellos es el referente al diseño geométrico de la carretera, como se explica más adelante, siendo determinantes, también, los aspectos hidráulicos con su evaluación de caudales, el movimiento y la captación de la escorrentía generada, así como el tema de pavimentos, en lo relacionado con su textura superficial.

3.3.1. Intensidad, caudal y tiempo de concentración

El caudal que cae sobre la corona corresponde a la precipitación caída directamente sobre la proyección horizontal de ella, pues los flujos de agua provenientes de los taludes de corte deben ser interceptados mediante cunetas o canales antes de llegar a la vía. En las carreteras de calzada

única, el agua que fluye sobre la calzada deberá ser evacuada por las estructuras de drenaje superficial aledañas a la corona, en tanto que en las carreteras de doble calzada con separador central y según el sentido que se asigne al bombeo, cada calzada puede conducir parcial o totalmente el agua superficial hacia el separador (Figura 3.4), en el cual se deberán disponer estructuras de drenaje (cunetas, canales, etc.) con sus respectivos dispositivos de descarga. El diseño de estas estructuras es objeto de consideración en el Capítulo 4. El agua lluvia que eventualmente se infiltre por las discontinuidades superficiales del pavimento deberá ser manejada como se indica en el Capítulo 5.

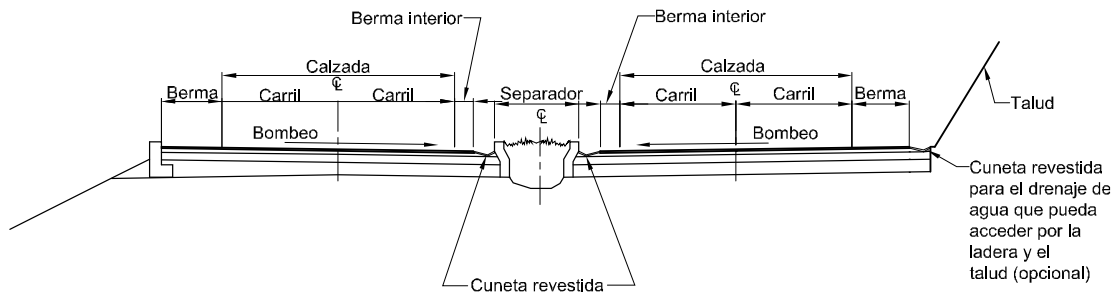


Figura 3.4. – Alternativa de pendiente transversal en una carretera de dos calzadas

Para el cálculo del caudal es fundamental la intensidad de la precipitación, la cual es característica del clima en cada zona geográfica, tal como se ha expuesto en el Capítulo 2. A los efectos de los análisis de prevención del hidropneumático de este manual se deberá considerar, salvo justificación en contrario, una intensidad de lluvia correspondiente a un período de retorno de 50 años con una duración de 10 minutos.

Para una determinada trayectoria del agua sobre la superficie del pavimento, con una longitud resultante L_R , el caudal acumulado a lo largo de esa trayectoria está dado por:

$$q = \frac{L_R \times I}{3,600,000} \quad [3.1]$$

Donde: q : Caudal, en metros cúbicos por segundo por metro ($m^3/s/m$).

L_R : Longitud resultante de la trayectoria de flujo, en metros (m) (ver ecuación [3.5]).

I : Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).

El tiempo de concentración del agua en una trayectoria de flujo se puede estimar con la ecuación (Referencia 3.3):

$$T_C = \frac{6.99 \times L_R^{0.6} \times n^{0.6}}{I^{0.4} \times S_R^{0.3}} \quad [3.2]$$

Donde: T_C : Tiempo de concentración, en minutos (min).

L_R : Longitud resultante de la trayectoria de flujo, en metros (m)
(ver ecuación [3.5])

n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

I : Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).

S_R : Pendiente resultante de la trayectoria de flujo (ver ecuación [3.4]).

Si la trayectoria del agua sigue tramos con diferentes pendientes, el tiempo total de concentración será la suma de los tiempos de los diferentes tramos que componen la trayectoria.

Otra expresión usual para la determinación del tiempo de concentración del agua lluvia sobre una superficie pavimentada bajo condición de flujo laminar es la de Friend (Referencia 3.15), cuya aplicación se recomienda para longitudes resultantes de trayectoria de flujo (L_R) que no excedan de 200 metros:

$$T_C = \frac{107 L_R^{0.33} n_H}{S_R^{0.5}} \quad [3.3]$$

Donde: T_C : Tiempo de concentración, en minutos (min).

L_R : Longitud resultante de la trayectoria de flujo, en metros (m)
(ver ecuación [3.5]).

n_H : Valor de rugosidad de Horton (0.015 para superficies pavimentadas).

S_R : Pendiente resultante de la trayectoria de flujo, en porcentaje (%).

En general, la ecuación [3.3] da lugar a mayores tiempos de concentración que la [3.2], salvo para valores de L_R mayores de 10 metros cuando la

intensidad de lluvia es inferior a 35 mm/h, en particular si la pendiente resultante (S_R) es de baja magnitud (por debajo de 2%).

3.3.2. La geometría de la carretera

Las pendientes de la carretera, longitudinal y transversal, determinan los sentidos y las velocidades del flujo, por lo que se requiere que tengan unos valores mínimos para evitar concentraciones o empozamientos de agua en la superficie. Un valor de 0.3% es el mínimo aceptable para la pendiente longitudinal, aunque es deseable uno de 0.5%. En cuanto a la pendiente transversal (bombeo), la Tabla 3.1 presenta los valores recomendados para las entretangencias horizontales de las calzadas de las carreteras nacionales (Referencia 3.1). Según el manual de diseño geométrico del INVÍAS, tanto en entretangencia como en curva, las bermas deberán tener la misma pendiente transversal que el carril de circulación adyacente y no podrán presentar desnivel en relación con éste.

Tabla 3.1. - Pendiente transversal recomendada

TIPO DE SUPERFICIE DE RODADURA	PENDIENTE TRANSVERSAL (%)
Concreto asfáltico o hidráulico	2
Tratamiento superficial	2 - 3
Tierra o grava	2 - 4

Sin perjuicio de las anteriores recomendaciones, se deberán efectuar todos los ajustes que se consideren necesarios siempre que se prevean problemas asociados con el hidropilano.

En todas las carreteras existen algunos puntos donde la geometría entra en conflicto con el drenaje superficial. Es el caso de las curvas verticales cóncavas que unen tangentes de pendiente con diferente signo, en las cuales la pendiente longitudinal decrece hasta alcanzar un valor igual a cero en el punto más bajo de ellas. En las curvas horizontales, la pendiente transversal se hace igual a cero en las zonas de transición del peralte (ver Figura 3.5). Una combinación de componentes de pendiente igual a cero puede originar problemas para el escurrimiento de las aguas superficiales. En consecuencia, es necesario verificar siempre los requisitos de alineamiento y de sección transversal que coadyuvan en la optimización de la geometría de la vía, desde el punto de vista del drenaje superficial.

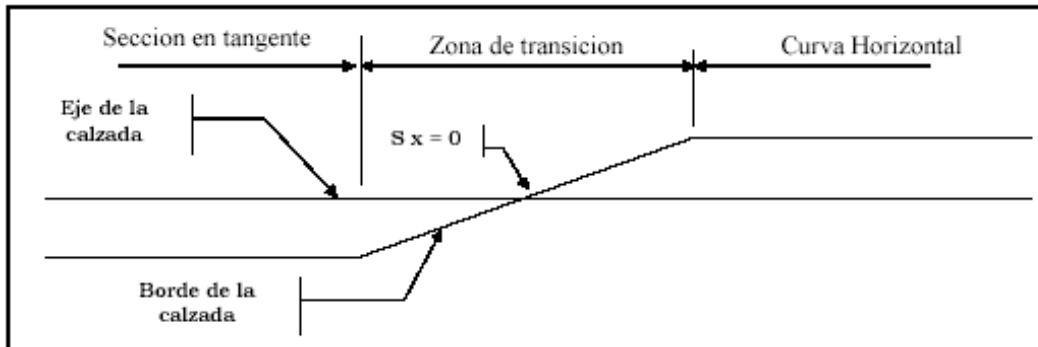


Figura 3.5. - Transición de curva horizontal

En carreteras con calzadas separadas, se deberán tomar medidas para evitar que el agua superficial de una calzada desagüe sobre la otra. La implantación de una red de drenaje superficial en el separador central es especialmente importante en los tramos en peralte. En las vías con separador muy estrecho, donde la separación física entre las calzadas está constituida generalmente por una barrera de concreto, el agua no deberá atravesarlo, por lo que se deberá disponer una cuneta o un dren perforado (slotted drain o caz de sumidero continuo) del lado del separador contiguo a la calzada exterior, cuyos bordes deberán presentar continuidad con la superficie pavimentada y con la barrera (ver Figura 3.6). En los tramos en tangente se puede prescindir del dren, pero será necesario acondicionar las transiciones entre unos tramos y otros (Referencia 3.4).

Si el separador es amplio, además de manejar el drenaje superficial de cada semi-corona por separado, se deberán resolver los problemas de drenaje que se presenten en el espacio entre ellas, garantizando la evacuación del agua que se pueda acumular en dicho espacio el cual, para estos fines, se debe considerar como un margen de la plataforma.

El efecto combinado de la pendiente longitudinal (S) y la transversal (S_x) de la corona (o de cada una de las partes pavimentadas de ella en las vías de doble calzada) deriva en una pendiente verdadera de la trayectoria de flujo o pendiente resultante (S_R), la cual se determina mediante la expresión:

$$S_R = \sqrt{S^2 + S_x^2} \quad [3.4]$$

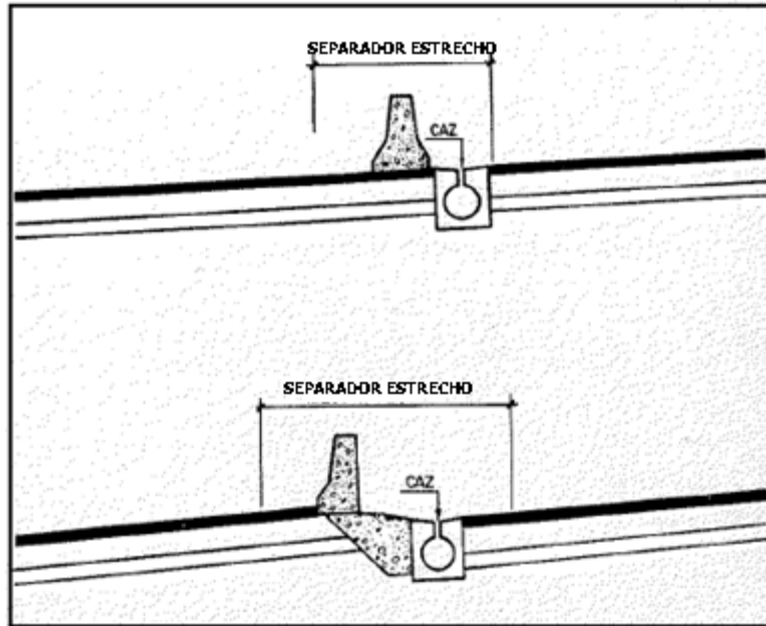


Figura 3.6. - Separador estrecho con dren perforado (caz) en tramos en peralte

En consecuencia, la longitud resultante de la trayectoria de flujo en la superficie (L_R), se obtiene con la siguiente ecuación, en la cual W es el ancho de la corona con pendiente transversal constante:

$$L_R = W \sqrt{1 + \frac{S^2}{S_x^2}} \quad [3.5]$$

La longitud resultante de la trayectoria de flujo (L_R) se mide a lo largo de la pendiente resultante, desde la cima de la pendiente hasta el punto donde el agua abandona la corona. En otras palabras, L_R es la máxima distancia que el agua recorrerá sobre la corona (ver Figura 3.7).

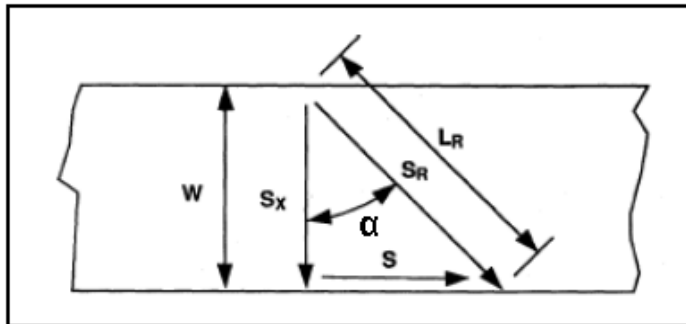


Figura 3.7. - Parámetros geométricos de la corona

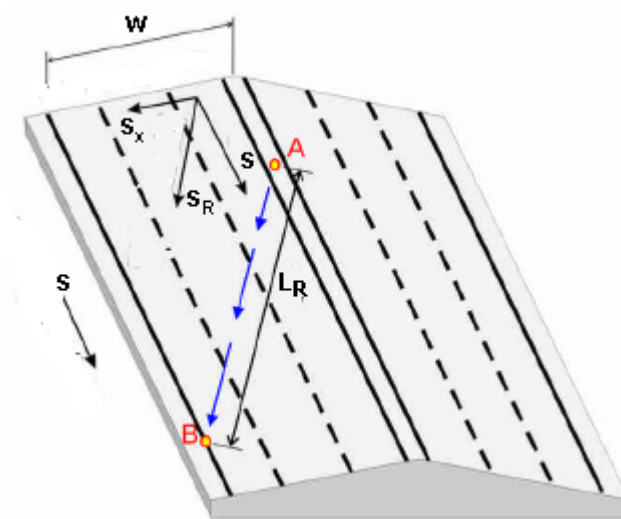
La orientación de la trayectoria de flujo, es decir el ángulo entre la pendiente transversal de la carretera y la pendiente resultante, se determina con la ecuación:

$$\tan \alpha = \frac{S}{S_x} \quad [3.6]$$

Ejemplo

Para el tramo de carretera que muestra la figura, hallar la pendiente resultante (S_R), la longitud resultante de la trayectoria de flujo (L_R) y la orientación de la trayectoria de flujo (α), a partir de los siguientes datos:

- Pendiente longitudinal (S) = 3% (0.03 m/m).
- Bombeo de la corona (S_x) = 2% (0.02 m/m).
- Ancho de la corona con bombeo uniforme de 2% (W) = 5.65 m



Solución

Empleando la ecuación [3.4]:

$$S_R = \sqrt{S^2 + S_x^2} = \sqrt{0.03^2 + 0.02^2} = 0.036 \text{ m/m}$$

La longitud de la trayectoria de flujo se determina con la ecuación (3.5):

$$L_R = W \sqrt{1 + \frac{S}{S_x}^2} = 5.65 \sqrt{1 + \frac{0.03}{0.02}^2} = 10.19 \text{ m}$$

Con la ecuación [3.6] se calcula la orientación de la trayectoria de flujo:

$$\text{Tan } \alpha = \frac{S}{S_x} = \frac{0.03}{0.02} = 1.5$$

En consecuencia, la trayectoria de flujo sigue una línea que forma un ángulo de 56.3° en relación con la perpendicular al eje de la vía.

Las ecuaciones que se acaban de presentar resultan válidas para tramos en tangente con pendientes constantes. Se debe tener en cuenta que en todas las carreteras la pendiente longitudinal y la transversal varían frecuentemente a lo largo del abscisado, por lo que la trayectoria real de flujo no suele resultar tan lineal como lo dan a entender los cálculos, sino que presentará cierta curvatura (ver Figura 3.8). Bajo estas circunstancias, es necesario hacer estimativos empíricos de S_R y L_R , con algún grado de prudencia.

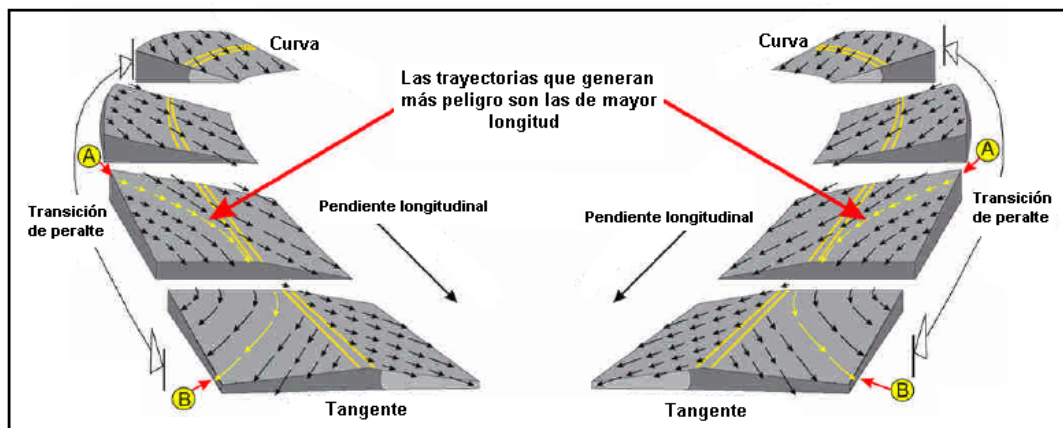


Figura 3.8. - Trayectorias del flujo de agua durante una lluvia (Referencia 3.5)

3.3.3. La textura del pavimento

Los dos principales factores generadores de fricción en la superficie del pavimento son la **microtextura** y la **macrotextura**. La microtextura es proporcionada por las pequeñas asperezas superficiales y afecta el nivel de fricción en el área de contacto entre el neumático y el pavimento. La macrotextura es suministrada por las asperezas mayores y por la elevación relativa de las partículas con respecto al plano base del pavimento, y proporciona canales de escape para el agua superficial en el área de contacto entre el neumático y el pavimento (ver Figura 3.9).

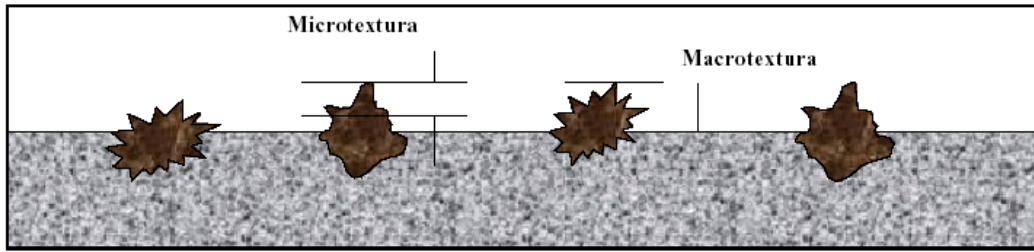


Figura 3.9. - Microtextura y macrotextura

La microtextura varía entre áspera y pulida, mientras la macrotextura lo hace entre rugosa y suave, como se indica en la Figura 3.10. Además, es deseable un alto potencial de drenaje para la superficie del pavimento (por ejemplo, a través de una adecuada pendiente transversal), para que permita la salida de agua por gravedad. Dicho potencial reduce el espesor de la película de agua en la interfaz neumático-pavimento, con lo que se obtiene un incremento en la fricción disponible.

Si ambas texturas se mantienen dentro de límites adecuados, garantizan la resistencia al deslizamiento en condición de superficie húmeda. El incremento de la macrotextura reduce el potencial de encharcamientos y salpicaduras y garantiza la fricción a altas velocidades, aunque disminuye la velocidad de la escorrentía y genera espesores totales de flujo mayores. La microtextura, por su parte, tiene gran incidencia sobre la fricción cuando los vehículos circulan a baja velocidad.

SUPERFICIE	MACROTEXTURA	MICROTEXTURA
	Rugosa	Áspera
	Rugosa	Pulida
	Suave	Áspera
	Suave	Pulida

Figura 3.10. - Escalas de textura de la superficie de un pavimento

3.3.4. Espesor de la película de agua sobre la superficie y velocidades vehiculares críticas

El fenómeno de hidroplaneo involucra una gran cantidad de factores. El único de ellos que puede ser controlado a través del diseño y de la construcción del pavimento, es el espesor de la película de agua. Otros factores, como el comportamiento del conductor, la presión de inflado, el labrado de los neumáticos y la intensidad de las lluvias son claramente ajenos a la gobernabilidad del diseñador.

Una condición indispensable para obtener una buena adherencia y mantenerla, consiste en eliminar lo más rápidamente posible el agua que pueda existir en la superficie de contacto entre el neumático y el pavimento. En esa eliminación intervienen diferentes elementos: el labrado del neumático, la textura de la superficie y la geometría de la vía –en lo que se refiere a sus pendientes y a la longitud en la que el agua se puede acumular sobre la superficie–.

La Figura 3.11 ilustra la situación que se presenta en el pavimento (Referencia 3.6). El espesor total de la lámina de agua que contribuye al hidroplaneo es la suma de la “*profundidad media de textura*” (PMT) más el espesor de la película de agua que fluye sobre las asperezas superficiales. La PMT depende de la macrotextura de la superficie, que es aquella parte de la textura del pavimento producida fundamentalmente por el agregado grueso. El agua que se aloja bajo la PMT queda atrapada en la superficie y no contribuye al drenaje del pavimento. La Figura 3.11 permite entender la importancia que tiene el aumento de la macrotextura, ya que ella brinda un espacio adecuado, tanto para alojar el agua (espesor por debajo de la PMT), como para facilitar el drenaje superficial (espesor por encima de la PMT).

La PMT se determina por el método del círculo de arena (norma de ensayo INV E-791) u otro procedimiento debidamente normalizado.

La trayectoria de una gota de agua que cae sobre la superficie (L_R) queda definida por una línea que depende de las pendientes superficiales del pavimento (ver Figura 3.7). La Figura 3.12 muestra, en su lado derecho, la planta de un plano de diseño (correspondiente a un carril en una vía de una sola calzada) en cuyo extremo superior cae una gota de agua. La parte izquierda de la figura muestra el espesor que va tomando la lámina de agua que fluye sobre las asperezas superficiales a lo largo de su trayectoria. Al caer el agua, primero llena la macrotextura (1.27 mm en el ejemplo de la figura) y, a partir de este punto, el espesor de la película va aumentando hasta que alcanza el borde del pavimento

o un dispositivo de drenaje. Para una determinada cantidad de lluvia por unidad de área del pavimento, la reducción de la trayectoria (L_R) se traduce en un menor espesor de la película de agua y, consecuentemente, en una menor propensión al hidropeldeo, a la formación de charcos y a las salpicaduras excesivas.

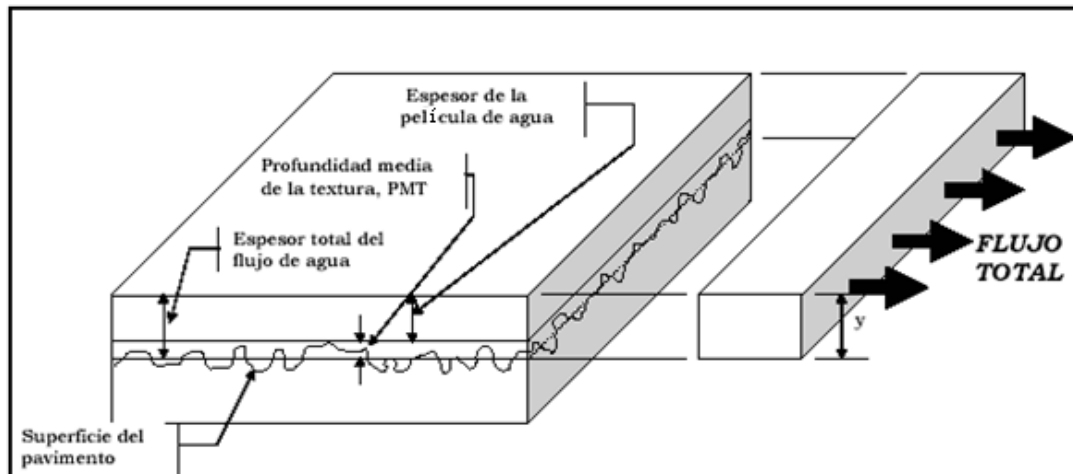


Figura 3.11. - Definición del espesor de la película de agua, de la profundidad media de textura y del flujo total

Con el fin de determinar los sitios donde esta situación puede ser crítica, el diseñador debe utilizar ecuaciones o modelos de predicción de espesores de películas de agua fluyendo a través de la superficie. Al presente se han desarrollado dos tipos de métodos: (i) los que usan datos y ecuaciones empíricas para predecir el espesor de la lámina de agua y la velocidad de circulación a la cual se puede producir el hidropeldeo, y (ii) procedimientos analíticos con los que se intenta modelar matemáticamente la hidrodinámica de la lámina de flujo y su interacción con el neumático. La mayoría de las agencias de vialidad han utilizado una combinación de ellos, especificando límites para las variables involucradas a partir de su experiencia particular.

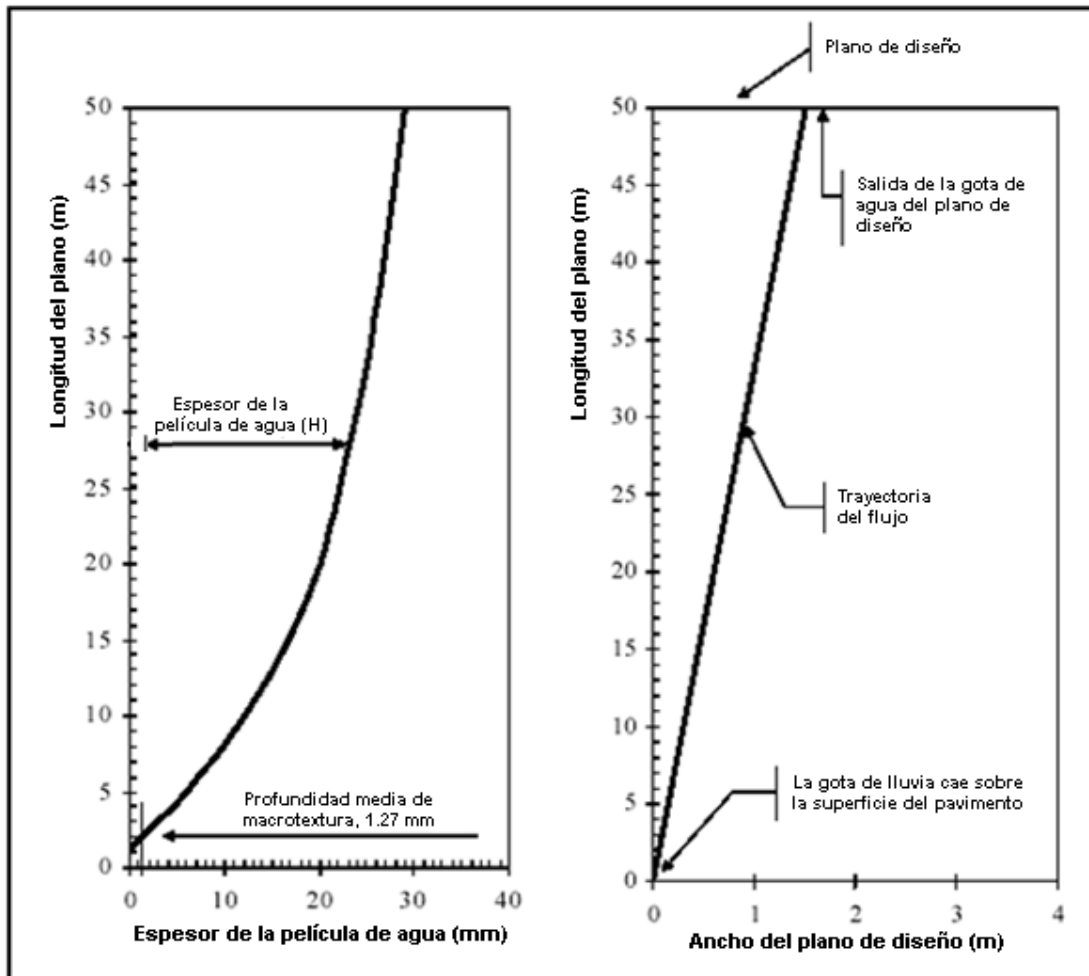


Figura 3.12. - Definición de la trayectoria del flujo y del plano de diseño

3.3.4.1. Métodos empíricos

- Método del Road Research Laboratory -RRL- (Referencia 3.7)

$$H = 0.0474 \frac{\sqrt{L_R \times I}}{S_R^{0.2}} \quad [3.7]$$

Donde: H: Espesor de la película de agua al final de la trayectoria de flujo, en milímetros (mm).

L_R : Longitud resultante de la trayectoria de flujo, en metros (m) (ecuación [3.5]).

- I: Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).
- S_R : Pendiente resultante, en metros por metro (m/m) (ecuación [3.4]).

Ejemplo

Empleando la ecuación del RRL, determinar el espesor final de la película de agua sobre un tramo de pavimento asfáltico, de acuerdo con los siguientes datos:

- Pendiente longitudinal (S) = 3% (0.03 m/m).
- Bombeo de la corona (S_x) = 2% (0.02 m/m).
- Ancho de la corona con bombeo uniforme de 2% (W) = 5.65 m
- I = 20 mm/h

Solución

Empleando la ecuación [3.4]:

$$S_R = \sqrt{(S^2 + S_x^2)} = \sqrt{0.03^2 + 0.02^2} = 0.036 \text{ m/m}$$

La longitud de la trayectoria de flujo se determina con la ecuación (3.5):

$$L_R = W \sqrt{1 + \frac{S}{S_x}^2} = 5.65 \sqrt{1 + \frac{0.03}{0.02}^2} = 10.19 \text{ m}$$

La altura de la película de agua al final de la trayectoria de flujo se calcula con la ecuación [3.7]:

$$H = 0.0474 \frac{\sqrt{L_R \times I}}{S_R^{0.2}} = 0.0474 \frac{\sqrt{10.19 \times 20}}{0.036^{0.2}} = 1.32 \text{ mm}$$

Ejemplo

Determinar el espesor final de la película de agua para el mismo caso del ejemplo anterior, si la pendiente transversal del pavimento (S_x) se incrementa a 3%:

Solución

Empleando la ecuación [3.4]:

$$S_R = \sqrt{(S^2 + S_x^2)} = \sqrt{0.03^2 + 0.03^2} = 0.0424 \text{ m/m}$$

La longitud de la trayectoria de flujo se determina con la ecuación [3.5]:

$$L_R = W \sqrt{1 + \frac{S}{S_x}^2} = 5.65 \sqrt{1 + \frac{0.03}{0.03}^2} = 7.99 \text{ m}$$

La altura de la película de agua al final de la trayectoria de flujo se calcula con la ecuación [3.7]:

$$H = 0.0474 \frac{\sqrt{L_R \times I}}{S_R^{0.2}} = 0.0474 \frac{\sqrt{7.99 \times 20}}{0.0424^{0.2}} = 1.13 \text{ mm}$$

Se aprecia que incrementar la pendiente transversal de 2% a 3% tiene un efecto muy marginal sobre el espesor de la película de agua (se reduce sólo 0.19 mm)

La ecuación [3.7] muestra que el H es directamente proporcional a la raíz cuadrada de L_R y, en consecuencia, la longitud de la trayectoria de flujo debe ser minimizada si se quiere reducir el espesor de la película de agua. La Tabla 3.2 muestra que para una determinada pendiente transversal (S_x), el aumento de la pendiente longitudinal (S) aumenta marcadamente la longitud de la trayectoria de flujo (L_R) y aunque también incrementa la pendiente resultante (S_R), el efecto neto es que al final de la trayectoria de flujo el espesor de la película de agua (H) es mayor que en vías a nivel.

Tabla 3.2. - Efecto de la pendiente longitudinal sobre la trayectoria de flujo y el espesor de la película de agua

S _x	S	S _R	AUMENTO DE LA TRAYECTORIA DE FLUJO (%)	INCREMENTO EN EL ESPESOR DE LA PELÍCULA DE AGUA (%)
0.02	0	0.02	0	0
0.02	0.01	0.0224	12	3.3
0.02	0.02	0.0283	41	10.7
0.02	0.05	0.0539	169	34.4
0.02	0.10	0.1020	410	63.0

– Método de Ivey et al (Referencia 3.8)

El experimento realizado por estos investigadores no tuvo como propósito el estudio de las películas de agua sobre el pavimento durante una lluvia, sino determinar el efecto que ésta tiene sobre la visibilidad de los conductores de los vehículos. La relación obtenida entre la velocidad vehicular, la intensidad de la lluvia y la distancia de visibilidad de parada fue la siguiente:

$$L_v = \frac{354,407.3}{I^{0.68} \times V_i} \quad [3.8]$$

Donde: L_v: Distancia de visibilidad, en metros (m).

V_i: Velocidad del vehículo, en kilómetros por hora (km/h).

I: Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).

Esta ecuación es frecuentemente reordenada para determinar cuál es la intensidad de lluvia que corresponde a una velocidad de diseño específica, desde el punto de vista de la visibilidad. La distancia de visibilidad se puede extraer del manual de diseño geométrico de carreteras del INVÍAS (Referencia 3.1). Para una velocidad de 80 km/h, el manual establece una distancia mínima de visibilidad de parada de 130 metros en terreno plano, valores para los cuales la aplicación de la ecuación [3.8] da lugar a una intensidad de lluvia de 180 mm/h. Si la velocidad se incrementa a 120 km/h, la distancia mínima de visibilidad de parada indicada en el manual es 250 metros y, en este caso, la intensidad de lluvia obtenida es de 38 mm/h (ver Tabla 3.3).

La Figura 3.13 muestra la relación entre la velocidad de operación y la distancia de visibilidad de parada para diferentes intensidades de lluvia según la ecuación [3.8] e incluye, además, la curva de variación de esta distancia con la velocidad según el manual de diseño geométrico de carreteras. Se aprecia que la máxima velocidad de circulación segura en lo referente a la visibilidad durante una lluvia de 25 mm/h es del orden de 135 km/h (siempre que el diseño geométrico de la vía lo permita), mientras que si la intensidad es de 50 mm/h esa velocidad se reduce a 112 km/h y a 100 km/h si la intensidad de la lluvia es de 75 mm/h.

La investigación que sirvió de soporte al desarrollo de la ecuación [3.8] describió un solo automóvil circulando bajo lluvia en una pista de prueba en horas diurnas. Se debe tener en cuenta que los vehículos que circulan sobre un pavimento húmedo generan salpicaduras que incrementan la densidad de las gotas de agua de la lluvia natural. Para compensar este fenómeno, convendría fijar umbrales menores que los obtenidos con la ecuación, a partir de los cuales es de esperar que se presenten dificultades de visibilidad. Esto implicaría una disminución de las distancias de visibilidad de parada respecto de las recomendadas en el manual de diseño geométrico de carreteras.

La ecuación [3.8] lo que permite es obtener una intensidad máxima de lluvia por encima de la cual el riesgo de hidroplaneo paradójicamente disminuye. Este es un efecto de comportamiento humano, debido a que el conductor tiende a reducir la velocidad del vehículo a causa de la disminución que se produce en su visibilidad.

La intensidad de lluvia escogida para verificar la seguridad contra el hidroplaneo circulando a una determinada velocidad, debe garantizar una adecuada distancia de visibilidad de acuerdo con la respuesta del conductor, según se muestra en la Tabla 3.3, elaborada a partir de la ecuación [3.8] y tomando como base los datos de las distancias de visibilidad de parada indicadas en el manual de diseño geométrico de carreteras del INVÍAS para diferentes velocidades específicas y distintas pendientes longitudinales de la vía. En ese orden de ideas, para la ocurrencia de cada intensidad de lluvia indicada en la Tabla 3.3, la velocidad crítica de hidroplaneo deberá ser mayor que la velocidad a la cual tienden a circular los conductores (V_i), la cual se encuentra en la primera columna de ella.

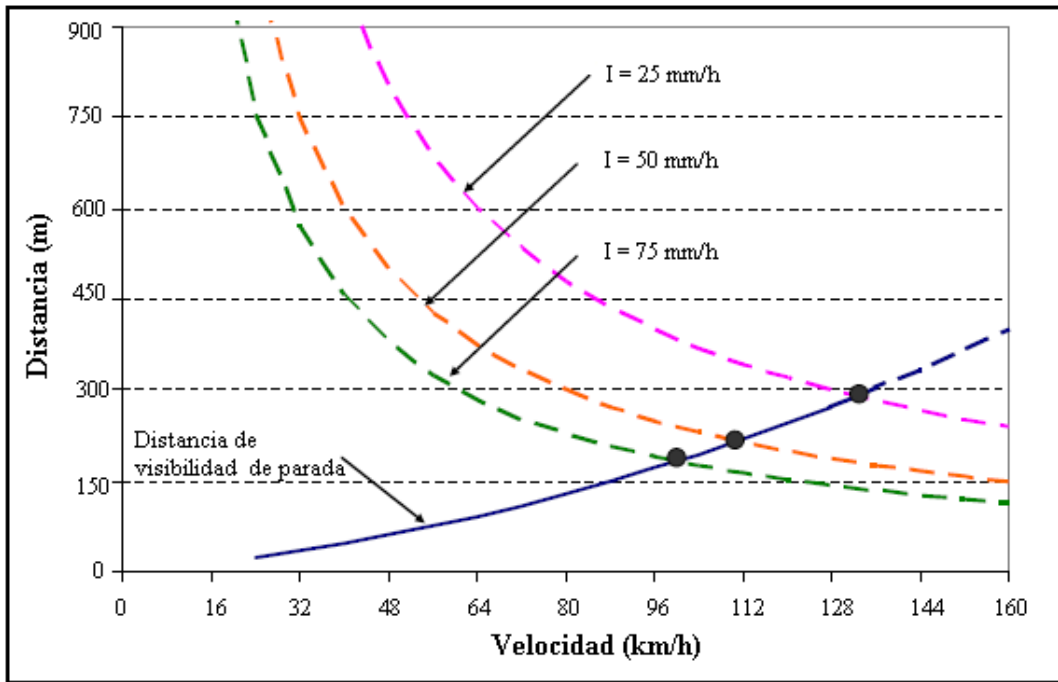


Figura 3.13. - Relación entre la velocidad y la distancia de visibilidad con la variación en la intensidad de la lluvia (Referencia 3.9)

Tabla 3.3. Intensidad máxima de lluvia que garantiza una buena visibilidad de parada para diferentes velocidades de operación vehicular

V _i (km/h)	PLANO		DESCENSO				ASCENSO			
			PENDIENTE -3%		PENDIENTE -9%		PENDIENTE +3%		PENDIENTE +9%	
	L _v (m)	I (mm/h)	L _v (m)	I (mm/h)	L _v (m)	I (mm/h)	L _v (m)	I (mm/h)	L _v (m)	I (mm/h)
80	130	179.3	136	167.8	154	139.8	123	194.5	114	217.5
100	185	76.9	194	71.7	223	58.4	174	84.1	160	95.2
120	250	37.8	263	35.0	304	28.3	234	41.6	214	47.5

– Método de Gallaway et al (Referencia 3.10)

En este método, el espesor de la película de agua producida por la lluvia se calcula con la siguiente ecuación:

$$H = 0.01485 \left[\left(\frac{PMT^{0.11} \times L_R^{0.43} \times I^{0.59}}{S_R^{0.42}} \right) \right] - PMT \quad [3.9]$$

- Donde:
- H: Espesor de la película de agua sobre las asperezas del pavimento al final de la trayectoria de flujo, en milímetros (mm).
 - L_R : Longitud resultante de la trayectoria de flujo, en metros (m).
 - S_R : Pendiente resultante, en metros por metro (m/m).
 - I: Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).
 - PMT: Profundidad media de textura, en milímetros (mm) (se suele usar 0.5 mm para diseño, salvo que las condiciones del pavimento hagan recomendable otro valor)

Los autores recomiendan que, para prevenir el hidropneumático, el espesor de la película de agua no debería exceder de 4 milímetros.

La velocidad a la cual ocurre el hidropneumático, para la altura H de la lámina de agua, se estima con la siguiente ecuación, la cual está limitada a velocidades vehiculares inferiores a 90 km/h:

$$V_H = 0.9143 \times SD^{0.04} \times P^{0.3} \times (TD + 0.794)^{0.06} \times A \quad [3.10]$$

- Donde:
- V_H : Velocidad a la cual se produce el hidropneumático, en kilómetros por hora (km/h).
 - P: Presión de inflado del neumático, en kilopascales (kPa) (se recomienda usar 165 kPa para el diseño).

TD: Profundidad del labrado del neumático, en milímetros (mm) (para diseño, se recomienda usar 0.5 mm).

SD: Porcentaje de disminución de la velocidad rotacional de la rueda a causa de su circulación sobre una superficie con una película de agua (ecuación [3.11]). Se considera que el hidropilano comienza con un valor de SD de 10%. Ello ocurre cuando la rueda gira 1.1 veces su circunferencia para avanzar una distancia igual a su circunferencia.

$$SD = \left[\frac{W_d - W_w}{W_d} \right] \times 100 \quad [3.11]$$

W_d : Velocidad rotacional de una rueda que gira sobre una superficie seca

W_w : Velocidad rotacional de una rueda debido al contacto con un pavimento encharcado

A: El mayor de los valores calculados con las ecuaciones [3.12] y [3.13].

$$A = \frac{12.639}{H^{0.06}} + 3.50 \quad [3.12]$$

$$A = \left[\frac{22.351}{H^{0.06}} - 4.97 \right] \times PMT^{0.14} \quad [3.13]$$

Siendo: H: Espesor de la película de agua sobre las asperezas del pavimento al final de la trayectoria de flujo, en milímetros (mm).

PMT: Profundidad media de textura, en milímetros (mm).

Con posterioridad al desarrollo de la ecuación [3.10], otros autores establecieron que ella daba como resultado valores de velocidad inferiores a los reales cuando el espesor de la película de agua era menor de 2.4 mm, determinando que resultaba más ajustado a la realidad el uso de la siguiente ecuación bajo tales circunstancias (Referencia 3.6):

$$V_H = 96.90 \times H^{-0.259} \quad [3.14]$$

- Donde: V_H : Velocidad a la cual se produce el hidroplaneo, en kilómetros por hora (km/h).
- H: Espesor de la película de agua, en milímetros (mm).

La Figura 3.14 muestra los resultados obtenidos al aplicar las ecuaciones [3.10] y [3.14] para diferentes valores de PMT (Referencia 3.9).

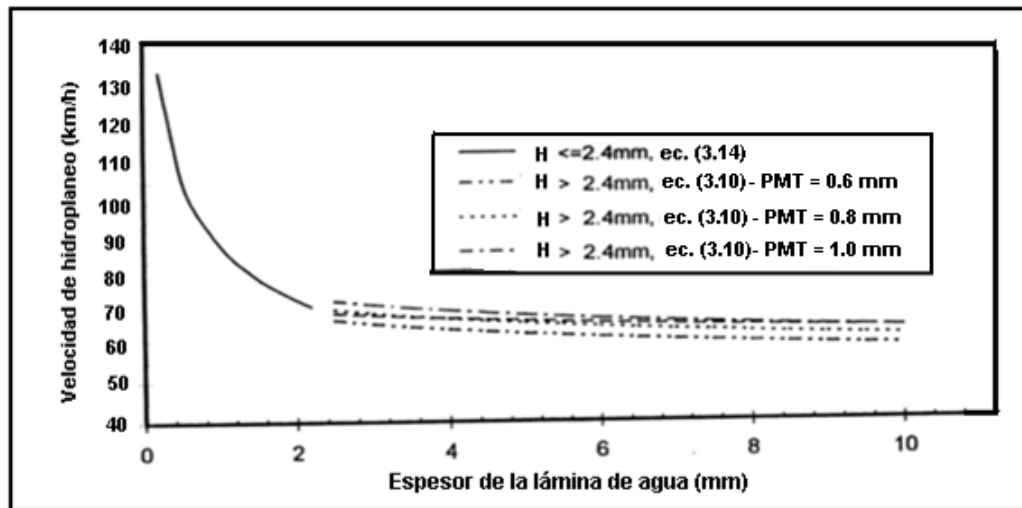


Figura 3.14. - Relaciones entre el espesor de la lámina de agua y la velocidad a la cual se inicia el hidroplaneo

La velocidad vehicular a la cual se produce el hidroplaneo se deberá comparar siempre con la de operación de la carretera. En los tramos donde aquélla resulte menor que ésta, serán factibles los conflictos a causa del hidroplaneo, los cuales es necesario remediar.

Ejemplo

Empleando el método de Gallaway et al, determinar los valores previstos del espesor de la película de agua y de la velocidad de inicio del hidroplaneo al término de la trayectoria de flujo para un tramo de pavimento en terreno plano, del cual se tienen los datos que se presentan a continuación. Determinar, así mismo, el tiempo de concentración del agua en la trayectoria de flujo y efectuar algún comentario en relación con la visibilidad en instantes de lluvia.

- PMT = 0.5 mm
- $I = 100$ mm/h
- $L_R = 12.63$ m

- $S_R = 0.0223$ m/m
- $SD = 10\%$
- $TD = 0.5$ mm
- $P = 165$ kPa
- $n = 0.045$

Solución

Primero, se calcula el espesor de la película de agua con la ecuación (3.9):

$$H = 0.01485 \left[\frac{PMT^{0.11} \times L_R^{0.43} \times I^{0.59}}{S_R^{0.42}} \right] - PMT = 0.01485 \left[\frac{0.5^{0.11} \times 12.63^{0.43} \times 100^{0.59}}{0.0223^{0.42}} \right] - 0.5 = 2.56 \text{ mm}$$

A continuación, se calculan los valores de A con las ecuaciones [3.12] y [3.13]:

$$A = \frac{12.639}{H^{0.06}} + 3.50 = \frac{12.639}{2.56^{0.06}} + 3.50 = 15.45$$

$$A = \left[\frac{22.351}{H^{0.06}} - 4.97 \right] PMT^{0.14} = \left[\frac{22.351}{2.56^{0.06}} - 4.97 \right] 0.5^{0.14} = 14.66$$

Se toma el mayor de los 2 valores de "A" y se aplica la ecuación 3.10 para determinar la velocidad a la cual se inicia el hidropilano:

$$V_H = 0.9143 \times SD^{0.04} \times P^{0.3} \times (TD + 0.794)^{0.06} A = 0.9143 \times 10^{0.04} \times 165^{0.3} \times (0.5 + 0.794)^{0.06} \times 15.45$$

$$V_H = 72.8 \text{ km/h}$$

Esta velocidad se debe comparar con la velocidad de operación en el tramo para verificar si es posible que se produzca hidropilano:

El tiempo de concentración se determina con la ecuación [3.2]:

$$T_C = \frac{6.99 \times L_R^{0.6} \times n^{0.6}}{I^{0.4} \times S_R^{0.3}} = \frac{6.99 \times 12.63^{0.6} \times 0.045^{0.6}}{100^{0.4} \times 0.0223^{0.3}} = 2.47 \text{ minutos}$$

De acuerdo con este resultado, bastará la ocurrencia de una lluvia frecuente con intensidad de 100 mm/h y con duración de, por lo menos, 2.47 minutos, para formar al final de la trayectoria de flujo una película de agua que provoque el hidropilano a partir de una velocidad vehicular de 72.8 km/h. Si la lluvia dura menos de 2.47 minutos, la altura de la película de agua al final de la trayectoria de flujo no alcanzará el valor calculado.

Por otra parte y en relación con la visibilidad en el momento de la lluvia, interpolando en la Tabla 3.3 se determina que si el diseño geométrico de la vía y el código de tránsito lo permiten, la tendencia de los conductores sería a circular a una velocidad cercana a 95 km/h cuando la intensidad de la lluvia es de 100mm/h. Esta velocidad es superior en más de 20 km/h a la que propicia el hidropilano, razón por la cual la agencia vial debe implementar medidas para prevenir el evidente riesgo que se presenta. Una de ellas es la

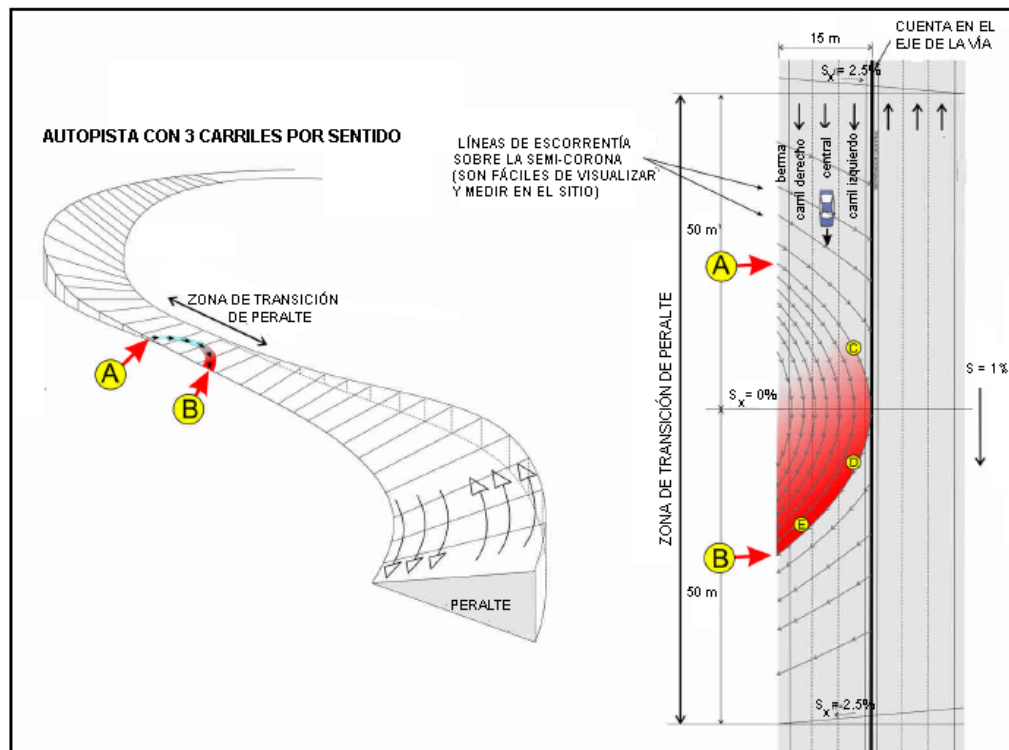
instalación de señales de tránsito SR-30 (Referencia 3.11) limitando la velocidad máxima de circulación y otra sería la construcción de un tipo de capa de rodadura que aumente la PMT y dé lugar a un umbral de hidroplaneo más elevado.

Ejemplo

Considérese la situación que se plantea al pavimento de concreto asfáltico en la zona de transición de peralte de la siguiente figura donde, a través de medidas realizadas en el terreno, se ha establecido que, en la calzada de descenso, la longitud resultante de la trayectoria de flujo (L_R) entre los puntos A y B es 59.36 m y la pendiente media resultante de dicha trayectoria (S_R) es 1.238%. Se dispone, además, de los siguientes datos:

- PMT = 0.75 mm
- $l = 13 \text{ mm/h}$
- $P = 165 \text{ kPa}$
- TD = 2.4 mm
- $n = 0.040$
- L_R entre A y C = 18 m (Zona C)
- L_R entre A y D = 36 m (Zona D)
- L_R entre A y E = 54 m (Zona E)

Determinar la altura de lámina de agua que se genera en las diferentes zonas, las velocidades a las cuales se inicia el hidroplaneo en cada caso y los tiempos de concentración.



Solución				
Zona	L_R (m)	H (mm) Ecuación 3.10	V_H (km/h) Ecuación 3.14	T_C (minutos) Ecuación 3.2
C	A-C: 18	0.682	107.0	7.68
D	A-D: 36	1.180	92.8	11.64
E	A-E: 54	1.547	86.5	14.84

De acuerdo con los resultados que muestra la tabla, el tiempo necesario para formar una película de agua desde el punto A hasta el punto E, con los espesores calculados, es cercano a 15 minutos, generándose hidropneumático a partir de ese instante si los vehículos circulan a una velocidad igual o superior a 86.5 km/h. Se aprecia, también, que en el punto C el hidropneumático podría ocurrir a una velocidad de 107 km/h pero con más frecuencia, dado que el tiempo de concentración es de sólo 7.68 minutos.

3.3.4.2. Métodos analíticos

- Método de Horne y Dreher (Referencia 3.12)

Según la investigación de estos autores, el hidropneumático se puede producir con un espesor de fluido sobre el pavimento entre 2.5 y 10 mm, dependiendo de las características de la interfaz neumático-pavimento. Neumáticos lisos operando sobre superficies con microtextura pulida hacen manifestar el fenómeno con espesores de película cercanos al límite inferior del rango citado. Cuando el espesor crítico de película de agua es excedido para cualquier combinación neumático-pavimento, determinaron que la velocidad requerida para que se genere el hidropneumático depende casi exclusivamente de la presión de contacto, la cual se puede asimilar a la presión de inflado y obtuvieron la expresión:

$$V_H = 6.342 \sqrt{P} \quad [3.15]$$

Donde: V_H : Velocidad a la cual se produce el hidropneumático, en kilómetros por hora (km/h).

P : Presión de inflado del neumático, en kilopascales (kPa).

Observando la ecuación [3.15], pareciera que la manera de evitar el hidropneumático consiste en incrementar la presión de inflado de los neumáticos hasta que la velocidad de hidropneumático resulte mayor que la máxima velocidad de operación vehicular en la carretera. Aunque este razonamiento resulta teóricamente válido, presenta grandes limitaciones de tipo práctico que lo hacen inaplicable, motivo por el

cual es necesario apelar a otras acciones de prevención, como se indica más adelante.

Se debe anotar que en el desarrollo de esta ecuación no se tuvieron en cuenta las profundidades de textura del pavimento ni las profundidades de labrado de los neumáticos de los vehículos.

– PAVDRN

Consiste en un programa de computador desarrollado por la Universidad de Pennsylvania (Referencia 3.6), que usa una forma unidimensional de flujo laminar de la ecuación de onda cinemática para calcular el espesor de la lámina de agua. La selección de la ecuación de flujo unidimensional fue determinada por su estabilidad computacional y por la eficiencia de las soluciones. El programa utiliza las ecuaciones que se presentan a continuación:

$$H = \left[\frac{n L_R I}{36.1 S_R^{0.5}} \right]^{0.6} - \text{PMT} \quad [3.16]$$

- Donde:
- H: Espesor de la película de agua al final de la trayectoria de flujo, en milímetros (mm).
 - n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
 - L_R: Longitud resultante de la trayectoria de flujo, en metros (m).
 - S_R: Pendiente resultante, en metros por metro (m/m).
 - I: Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).
 - PMT: Profundidad media de textura, en milímetros (mm).

Esta expresión da lugar a espesores de película mayores que los obtenidos con la fórmula de Gallaway y, consecuentemente, a menores umbrales de velocidad de hidroplaneo. Por lo tanto, conduce a diseños más conservativos

En el caso de los pavimentos asfálticos que tienen como capa rodadura una mezcla drenante, la ecuación 3.16 se cambia por:

$$H = \left[\frac{n L_R (I - I_i)^{0.6}}{36.1 S_R^{0.5}} \right] - \text{PMT} \quad [3.17]$$

Donde: I_i : Parte de la lluvia que se infiltra en la mezcla drenante, en milímetros por hora (mm/hora).

Los coeficientes de rugosidad de Manning (n) desarrollados para uso en el programa PAVDRN, fueron los siguientes:

– Pavimentos rígidos:

$$n = 0.012 \quad (N_R > 1000) \quad [3.18]$$

$$n = \frac{0.319}{N_R^{0.480}} \quad (500 < N_R < 1000) \quad [3.19]$$

$$n = \frac{0.345}{N_R^{0.502}} \quad (240 < N_R < 500) \quad [3.20]$$

$$n = \frac{0.388}{N_R^{0.535}} \quad (N_R < 240) \quad [3.21]$$

– Mezclas asfálticas densas (obtenida para un N_R máximo de 230):

$$n = 0.0823 N_R^{-0.174} \quad [3.22]$$

– Mezclas asfálticas drenantes:

$$n = \frac{1.49 S_R^{0.306}}{N_R^{0.424}} \quad [3.23]$$

Donde:

$$N_R = \frac{q}{v} \quad [3.24]$$

Siendo: N_R : Número de Reynolds.

q : Cantidad de flujo por unidad de ancho, en metros cúbicos por segundo por metro ($m^3/s/m$).

v: Viscosidad cinemática del agua, en metros cuadrados por segundo (m²/s) (Tabla 3.4).

Tabla 3.4. - Viscosidad cinemática del agua en función de la temperatura

TEMPERATURA (°C)	0	10	20	30	40
v (m ² /s)	1.79x10 ⁻⁶	1.31x10 ⁻⁶	1.00x10 ⁻⁶	0.80x10 ⁻⁶	0.66x10 ⁻⁶

El programa condensa las fórmulas de Gallaway y de otros autores para determinar la relación entre la velocidad a la cual se inicia el hidropilado y el espesor de la película de agua. La ecuación [3.10] es utilizada para determinar la velocidad a la cual se inicia el hidropilado cuando los espesores de película son iguales o mayores a 2.4 mm, mientras que la ecuación [3.14] se aplica para espesores inferiores.

En PAVDRN las condiciones del neumático son fijas. La profundidad asumida para el labrado es 2.38 mm y la presión de inflado es 167.5 kPa.

En relación con la distancia de visibilidad, el programa incorpora el método de Ivey et al (ecuación [3.8]).

Ejemplo

Considerando las mismas condiciones del último ejemplo del numeral 3.3.4.1 y si la temperatura del pavimento es 20°C, determinar la altura de lámina de agua que se genera en las diferentes zonas y las velocidades a las cuales se inicia el hidropilado en cada caso empleando la formulación de PAVDRN, así como los respectivos tiempos de concentración.

Solución

Se determina el caudal de la zona C mediante la ecuación [3.1]:

$$q_C = \frac{L_R \times I}{3,600,000} = \frac{18 \times 13}{3,600,000} = 6.5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Se toma de la Tabla 3.2 la viscosidad cinemática correspondiente a la temperatura del agua en el pavimento y se calcula el número de Reynolds con la ecuación [3.24]:

$$N_R = \frac{q}{u} = \frac{6.5 \times 10^{-5}}{1.0 \times 10^{-6}} = 65$$

Se calcula el coeficiente de Manning con la ecuación [3.22]:

$$n = 0.0823 \times N_R^{-0.174} = 0.0823 \times 65^{-0.174} = 0.0398$$

Empleando la ecuación [3.16] se calcula la altura de la película de agua en el punto C:

$$H = \left[\frac{n L_R (l)}{36.1 S_R^{0.5}} \right]^{0.6} - PMT = \left[\frac{0.0398 \times 18 (13)}{36.1 \times 0.01238^{0.5}} \right]^{0.6} - 0.75 = 0.906 \text{ mm}$$

Como la altura de la película de agua es menor de 2.4 mm, la velocidad de inicio de hidropelaje se calcula con la ecuación [3.14]:

$$V_H = 96.90 H^{-0.259} = 96.90 \times 0.906^{-0.259} = 99.4 \text{ km/h}$$

Se calcula el tiempo de concentración con la ecuación [3.2]:

$$T_C = \frac{6.99 \times L_R^{0.6} \times n^{0.6}}{l^{0.4} S_R^{0.3}} = \frac{6.99 \times 18^{0.6} \times 0.0398^{0.6}}{13^{0.4} \times 0.01238^{0.3}} = 7.66 \text{ minutos}$$

Empleando el mismo procedimiento, se realizan los cálculos para las otras 2 zonas, con los resultados que se muestran en seguida:

ZONA	L _R (m)	q ^q (m ³ /s/m) Ec. [3.1]	N _R Ec. [3.24]	n Ec. [3.22]	H (mm) Ec. [3.16]	V _H (km/h) Ec. [3.14]	T _C (minutos) Ec. [3.2]
C	A-C: 18	6.5 × 10 ⁻⁵	65	0.0398	0.906	99.4	7.66
D	A-D: 36	1.3 × 10 ⁻⁴	130	0.0353	1.586	86.0	10.80
E	A-E: 54	1.95 × 10 ⁻⁴	195	0.0329	2.106	79.9	13.21

Se aprecia que los espesores de película de agua son mayores que los obtenidos con el método de Gallaway (aproximadamente 33%), mientras que los umbrales de velocidad de hidropelaje son más bajos.

3.3.4.3. Modelación del flujo en dos dimensiones

Aunque desde hace más de 20 años se han ensayado modelos de flujo bidimensional mediante programas de cómputo, ellos aun resultan complejos y requieren un conocimiento hidráulico muy amplio para fijar

las condiciones de borde y para detectar las inconsistencias (Referencia 3.13). Por lo tanto, se considera que, de momento, las fórmulas unidimensionales empíricas y analíticas brindan resultados satisfactorios.

3.4. CONSIDERACIONES FINALES

Una agencia vial relacionada con la responsabilidad de enfrentar los problemas de visibilidad en instantes de lluvia y de minimizar la ocurrencia del hidroplaneo, sólo puede ejercer un control mínimo sobre el conductor, el vehículo y los factores ambientales. Por lo tanto, debe identificar y corregir los puntos de las carreteras que presenten mayor propensión a dichos problemas. El principal factor que se puede controlar a través del diseño es el espesor de la película de agua que se forma sobre el pavimento.

En ese orden de ideas, el uso de capas de rodadura constituidas por mezclas discontinuas o drenantes, constituye la mejor solución para mejorar la visibilidad en instantes de lluvia (Figura 3.15)



Figura 3.15. - Diferencia de visibilidad en un instante de lluvia cuando se circula sobre una superficie densa y sobre una superficie drenante

Aunque hay múltiples situaciones en una carretera que producen la oportunidad del hidroplaneo, entre los lugares donde se pueden producir encharcamientos con mayor frecuencia se encuentran los puntos bajos de las curvas verticales cóncavas, las transiciones en las curvas horizontales, las áreas de pavimento con pendiente transversal insuficiente y las franjas ahuelladas de los pavimentos asfálticos. El control del espesor mínimo de película de agua que hace que la superficie sea susceptible al hidroplaneo, de manera que éste no sea alcanzado durante la lluvia a las velocidades a las cuales circulan los vehículos, se puede lograr con acciones como:

- Incrementar la pendiente transversal de la calzada y de las bermas, para reducir la trayectoria de flujo (su efecto es marginal).
- Incrementar la textura superficial del pavimento colocando, en el caso de los pavimentos asfálticos, una capa de rodadura de macrotextura rugosa y, en el caso de los pavimentos rígidos, efectuando operaciones como el ranurado superficial en sentido transversal con profundidades, oblicuidades e intervalos apropiados que aseguren la prevención del hidroplaneo.
- Remover el agua de la superficie del pavimento mediante el empleo de mezclas asfálticas de tipo drenante. Las capas de rodadura elaboradas con mezclas drenantes no sólo contribuyen al mejoramiento de la visibilidad al reducir el flujo de agua superficial en momentos de lluvia sino que, además, suministran un medio de drenaje para el agua bajo los neumáticos, reduciendo el potencial de hidroplaneo. Se debe tener en cuenta, no obstante, que estas mezclas se tienden a colmatarse con el tiempo y que las operaciones de limpieza son costosas y requieren alta periodicidad.
- En algunas referencias bibliográficas se menciona la posibilidad de instalar drenes perforados en la capa de rodadura en sentido transversal a intervalos regulares o en sentido longitudinal en correspondencia con la línea de separación entre carriles. Sin embargo, su instalación y su mantenimiento son dispendiosos y se desconoce el efecto que tenga su colocación sobre el comportamiento estructural de los pavimentos, motivo por el cual el Instituto Nacional de Vías se abstiene, por el momento, de recomendar su empleo en las carreteras nacionales.

Si los ajustes físicos de la vía no son factibles, es necesario adoptar medidas reglamentarias para limitar la velocidad de circulación cuando la superficie del pavimento se encuentre húmeda.

En relación con los métodos descritos en este capítulo para determinar el espesor de la película de agua, internacionalmente ha prevalecido la ecuación de Gallaway (dentro de los límites que se han citado) por su sencillez de aplicación y por la razonable confiabilidad de sus resultados. La expresión incluida en PAVDRN da lugar a espesores de película algo mayores que los obtenidos con la fórmula de Gallaway y a menores umbrales de velocidad de hidroplaneo, siendo la que, salvo justificación técnica en contrario, se debe utilizar en los estudios relacionados con la prevención del hidroplaneo en las carreteras de la red vial nacional. La fórmula del RRL da lugar a resultados demasiado conservativos lo que, desde el punto de vista práctico, se traduce en dificultades para el diseño

geométrico y en innecesarios costos adicionales para los proyectos viales (Referencia 3.14).

Ejemplo

Para las condiciones del ejemplo del numeral 3.3.4.2, calcular los espesores de película de agua con la fórmula del RRL y compararlos con los obtenidos con las expresiones de Gallaway y PAVDRN.

Solución

De acuerdo con la ecuación [3.7], el espesor de la película de agua es función de L_R , I y S_R . Reemplazando con los valores respectivos, se obtienen los espesores de película de agua que muestra la tabla siguiente, en la cual se han colocado, también, los obtenidos mediante los procedimientos de Gallaway y PAVDRN:

ZONA	L_R (m)	H (mm)		
		RRL	Gallaway	PAVDRN
C	A-C: 18	1.745	0.682	0.906
D	A-D: 36	2.468	1.180	1.586
E	A-E: 54	3.023	1.547	2.106

Se comprueba que los espesores calculados con la fórmula del RRL son sustancialmente superiores a los obtenidos con los otros 2 métodos.

3.5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

3.1 INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, “Manual de diseño geométrico de carreteras”, Bogotá D.C., 2008.

3.2 HAUTIERE N., DUMONT E., BRÉMOND R. & LEDOUX V., “Review of the mechanisms of visibility reduction by rain and wet road”, s/f.

3.3 HARWOOD W.D, BLACKBURN R. R., KIBLER D. F. & KULAKOWSKI B. T., "Estimation of wet pavement exposure from available weather records", Transportation Research Record 1172, (1988) pp. 32-41.

3.4 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE, “Drenaje superficial”, Instrucción 5.2-IC, Madrid, Mayo de 1990.

- 3.5 SALPICO F., "O perigo grave de hidroplanagem nas estradas portuguesas. Formulação de cálculo e propostas para resolução dos problemas", OSEC, Lisboa, Novembro 2009.
- 3.6 ANDERSON D.A., HUEBNER S., REED J.R., WARNER J.C. & HENRY J.J., "Improved surface drainage of pavements. Final Report", NCHRP web document 16, The Pennsylvania Transportation Institute, University Park, June 1998.
- 3.7 RUSSAM K. & ROSS N.F., "The depth of rain water on road surfaces", Road Research Laboratory, Ministry of Transport Report No. LR 236, 1968.
- 3.8 IVEY D.L., LEHTIPUU E. K. & BUTTON J. W., "Rainfall and visibility – The view from behind the wheel", Research Report 135-3, Texas Transportation Institute, College Station, Texas, February 1975.
- 3.9 FITZPATRICK K., ZIMMERMAN K., BLIGH R., CHRYSLER S. & BLASCHKE B., "Criteria for high design speed facilities", Report No. FHWA/TX-07/0-5544-1, Texas Transportation Institute, The Texas A&M University System, College Station, Texas 77843-3135, September 2006.
- 3.10 GALLAWAY, B. M., IVEY D.L., HAYES G.G., LEDBETTER W.G., OLSON R.M., WOODS D.L. & SCHILLER R.E., "Pavement and geometric design criteria for minimizing hydroplaning", Federal Highway Administration, Report No. FHWA RD-79-31, 1979.
- 3.11 MINISTERIO DE TRANSPORTE, "Manual de señalización vial", Bogotá D.C., mayo 2004.
- 3.12 HORNE, W.B. & DREHER R.C., "Phenomena of pneumatic tire hydroplaning", Langley Research Center, NASA Technical Note D-2056, Langley Station, Hampton, VA, November 1963.
- 3.13 ZHANG W. & CUNDY T.W., "Modeling of two dimensional overland flow", Water Resources Research, Vol. 25, No 9, September 1989.
- 3.14 CHESTERTON J., NANCEKIVELL N. & TUNNICLIFFE N., "The use of the Gallaway formula for aquaplaning evaluation in New Zealand", The Northern Gateway Alliance, NZIHT & Transit NZ 8th Annual Conference, 2006.
- 3.15 QUEENSLAND GOVERNMENT DEPARTMENT OF MAIN ROADS, "Road drainage design manual", June 2002.



Drenaje Superficial

4

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 4. DRENAJE SUPERFICIAL	4 - 1
4.1. TIPOS DE FLUJO	4 - 1
4.1.1. Flujo crítico	4 - 1
4.1.2. Flujo uniforme permanente	4 - 2
4.1.3. Flujo gradualmente variado	4 - 4
4.1.3.1. Secciones de control (naturales, artificiales)	4 - 6
4.1.3.2. Métodos de cálculo	4 - 6
4.1.4. Flujo rápidamente variado	4 - 9
4.1.4.1. Resalto hidráulico	4 - 9
4.1.4.2. Disipadores de energía	4 - 12
4.2. CUNETAS	4 - 17
4.2.1. Localización en secciones de corte, terraplén y en separador central	4 - 17
4.2.2. Caudal de diseño	4 - 17
4.2.3. Tipos de sección y seguridad vial	4 - 18
4.2.4. Diseño de cunetas	4 - 21
4.2.4.1. Funcionamiento hidráulico	4 - 21
4.2.4.2. Revestimiento	4 - 22
4.2.4.3. Refuerzo estructural	4 - 22
4.2.5. Descole de cunetas	4 - 22
4.2.5.1. Pocetas o cajas colectoras	4 - 23
4.2.5.2. Protecciones: empedrados	4 - 24
4.2.5.3. Bajantes o alivios	4 - 25
4.2.6. Cunetas bajo accesos a predios o vías y en zonas suburbanas	4 - 26
4.2.6.1. Paso de cunetas bajo accesos a predios o intersección de vías	4 - 26
4.2.6.2. Cunetas en zonas urbanas y semiurbanas	4 - 26

4.3. ZANJAS DE CORONACIÓN O CONTRACUNETAS Y ZANJAS EN PIE O BASE DE TERRAPLENES	4 - 29
4.3.1. Localización	4 - 30
4.3.2. Secciones típicas	4 - 31
4.3.3. Descoles: corrientes naturales, pocetas o cajas colectoras	4 - 31
4.4. ALCANTARILLAS	4 - 33
4.4.1. Localización	4 - 33
4.4.2. Caudal de diseño	4 - 35
4.4.3. Estructuras de entrada	4 - 35
4.4.3.1. Pocetas o cajas colectoras	4 - 35
4.4.3.2. Aletas, cabezotes y soleras	4 - 35
4.4.3.3. Obras complementarias: canales y escalones	4 - 36
4.4.4. Estructuras de salida	4 - 36
4.4.4.1. Aletas, cabezotes y soleras	4 - 36
4.4.4.2. En muros	4 - 37
4.4.4.3. Obras complementarias: canales y rápidas lisas o escalonadas	4 - 37
4.4.5. Diseño del conducto de la alcantarilla	4 - 37
4.4.5.1. Funcionamiento hidráulico	4 - 37
4.4.5.1.1. Flujo con control a la entrada	4 - 39
4.4.5.1.2. Flujo con control a la salida	4 - 46
4.4.5.2. Alcantarillas para desagüe de cunetas, filtros y zanjás de coronación	4 - 49
4.4.5.3. Alcantarillas para cruce de corrientes	4 - 49
4.4.5.4. Alcantarillas a presión	4 - 49
4.4.6. Criterios de diseño	4 - 49
4.4.6.1. Hidráulicos: carga a la entrada y velocidades en el conducto y descole del agua	4 - 49
4.4.6.2. Arrastre de sedimentos	4 - 50
4.4.6.3. Pendiente del conducto o tubería	4 - 50
4.4.6.4. Recubrimiento y longitud del conducto	4 - 51
4.4.7. Socavación en alcantarillas	4 - 51
4.4.8. Modelación hidráulica: software HY8	4 - 51
4.4.8.1. Descripción	4 - 51
4.4.8.2. Capacidades	4 - 52

4.5. PUENTES	4 - 58
4.5.1. Localización	4 - 58
4.5.2. Caudales de diseño	4 - 58
4.5.3. Información de terreno para diseño	4 - 58
4.5.3.1. Topográfica y/o batimétrica	4 - 58
4.5.3.2. Suelos	4 - 59
4.5.3.3. Hidráulica	4 - 60
4.5.3.4. Diseño geométrico y estructural	4 - 61
4.5.4. Estimación de los niveles de agua	4 - 61
4.5.4.1. Selección del coeficiente de rugosidad	4 - 61
4.5.4.2. Análisis hidráulico	4 - 66
4.5.4.3. Gálibo	4 - 67
4.5.4.4. Afectaciones al régimen existente	4 - 67
4.5.5. Alcances de diseño para pontones	4 - 68
4.5.6. Modelación hidráulica: software HEC-RAS	4 - 68
4.5.7. Socavación	4 - 70
4.6. OBRAS COMPLEMENTARIAS	4 - 75
4.6.1. Diseño de canales	4 - 75
4.6.1.1. Canales sin revestimiento	4 - 77
4.6.1.2. Canales no erosionables o revestidos	4 - 80
4.6.2. Diseño de estructuras de caída escalonadas, rápidas lisas y escalonadas combinadas	4 - 81
4.6.3. Bateas, vados o badenes	4 - 91
4.7. INFORMACIÓN EN PLANOS	4 - 97
4.7.1. Planos planta-perfil	4 - 97
4.7.2. Planos de detalle	4 - 98
4.8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	4 - 99

CAPÍTULO 4. DRENAJE SUPERFICIAL

4.1. TIPOS DE FLUJO

Las estructuras hidráulicas de drenaje vial funcionan a superficie libre o canal abierto, sujeto a la presión atmosférica. Dependiendo de la variación de la profundidad y de la velocidad del flujo, a lo largo del canal y en el tiempo ocurren diferentes tipos de flujo, clasificados como uniformes, no uniformes o variados, permanentes y no permanentes o combinaciones de los anteriores, lo cual resulta conveniente para aplicaciones prácticas.

4.1.1. Flujo crítico

La Energía Específica¹ (E), definida como la energía con respecto al fondo del canal, se expresa como:

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad [4.1]$$

- Siendo:
- y: Profundidad del agua, en metros (m).
 - α : Coeficiente de Coriolis.
 - V: Velocidad media del flujo, en metros por segundo (m/s).
 - g: Aceleración de la gravedad, en metros por segundo cuadrado (m/s²).

Para un caudal dado, la energía específica es mínima para una profundidad “y” denominada profundidad crítica. Esta condición se satisface cuando:

$$F = \frac{V}{\sqrt{\frac{g D}{\alpha}}} = 1 \quad [4.2]$$

- En donde:
- F: Número de Froude.
 - D: Profundidad hidráulica, en metros (m).

¹Una descripción de estas ecuaciones básicas de fluidos y la derivación de las expresiones que se presentan en este numeral se puede consultar, entre otras, en las referencias 4.5, 4.7 y 4.33.

A partir de la anterior ecuación es posible encontrar el valor de la profundidad crítica (y_c), lo que para secciones simples se puede realizar algebraicamente, siendo necesario en secciones de ríos o más complejas aplicar métodos gráficos o numéricos, nomogramas o procedimientos de ensayo y error para encontrar la profundidad crítica.

Si bien para canales el flujo crítico no es deseable², pues éste es inestable al sufrir cambios de nivel significativos ante pequeñas variaciones de energía específica, sí tiene importantes implicaciones en el control del flujo, como se describe a continuación y en el numeral 4.1.3.1.

Por definición, la celeridad (c) es la velocidad de la onda, relativa al medio con la cual se extienden pequeñas perturbaciones de la superficie y es igual a la velocidad crítica. Asumiendo una distribución uniforme de la velocidad, es decir, $\alpha = 1$, la celeridad se define como:

$$c = V_c = \sqrt{gD} \quad [4.3]$$

En los flujos subcríticos (aquéllos con un número de Froude < 1) en los cuales la velocidad es menor a la velocidad crítica ($V < V_c$), las ondas de una perturbación se propagan hacia aguas arriba; es decir, una perturbación que se origine aguas abajo afecta el flujo aguas arriba, lo que implica que el flujo subcrítico tiene control aguas abajo.

Para los flujos supercríticos (aquéllos con un número de Froude > 1) en que $V > V_c$, las ondas de perturbación se propagan hacia aguas abajo exclusivamente, por lo que una perturbación aguas abajo no afecta el flujo aguas arriba; es decir, el flujo supercrítico tiene control aguas arriba.

El flujo crítico define entonces así: el flujo es subcrítico cuando " $V < V_c$ " o " $y > y_c$ " y el flujo es supercrítico cuando " $V > V_c$ " o " $y < y_c$ ".

4.1.2. Flujo uniforme permanente

El flujo en canales abiertos es permanente y uniforme si su velocidad media (V) y su profundidad (y) no varían en el transcurso del tiempo ni a lo largo del canal. A partir de las ecuaciones que gobiernan este tipo de flujo: la de continuidad y la de momentum o cantidad de movimiento, se deriva la ecuación de Chézy, la cual describe este tipo de flujo:

$$V = C\sqrt{R S_0} \quad [4.4]$$

²Es recomendable que el número de Froude con que funciona un canal se encuentre por fuera del rango 0.90-1.10, evitando así su comportamiento inestable

- Donde: V: Velocidad media, en metros por segundo (m/s).
- R: Radio hidráulico, en metros (m).
- S₀: Pendiente longitudinal del canal, equivalente a la pendiente de la superficie del agua y a la pendiente de la línea de energía o pendiente de fricción, en metros por metro (m/m).
- C: Constante de Chézy, la cual puede ser obtenida mediante la relación empírica:

$$C = R^{1/6} / n \quad [4.5]$$

En donde “n” es el coeficiente de rugosidad de Manning, variable que ha sido objeto de una gran investigación en campo, por lo que el uso de la expresión de Manning, pese a ser limitado con respecto a la ecuación original de Chézy, es ampliamente aceptado a nivel internacional.

La ecuación de Manning, característica del flujo uniforme es entonces:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} \quad [4.6]$$

La cual, aplicando la ecuación de continuidad, se expresa en función del caudal como:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2} \quad [4.7]$$

La velocidad y la profundidad para un flujo uniforme son llamadas profundidad normal (y_n) y velocidad normal (V_n).

La profundidad normal (y_n) se puede encontrar a partir de la siguiente expresión, en la cual las propiedades geométricas del canal A y R son expresadas en términos de la profundidad “y”.

$$A R^{2/3} = \frac{nQ}{S_0^{1/2}} \quad [4.8]$$

El valor de la profundidad normal se obtiene, entonces, a partir de la anterior ecuación, aplicando técnicas algebraicas, de nomogramas, métodos gráficos, numéricos o de ensayo y error.

4.1.3. Flujo gradualmente variado

En el flujo gradualmente variado, la tasa de variación de la profundidad del flujo con la distancia es pequeña, por lo que la curvatura de las líneas de corriente es despreciable y la distribución de presión es hidrostática.

Asumiendo una pequeña pendiente en el canal, un canal prismático sin flujo lateral con presión hidrostática y un cálculo de pérdidas de energía con la expresión del flujo uniforme, las ecuaciones que gobiernan el flujo gradualmente variado son:

- Ecuación de continuidad:

$$Q = V A \quad [4.9]$$

- Ecuación de energía:

$$\frac{dH}{dx} = -S_f \quad [4.10]$$

Donde: Q: Caudal transportado, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

V: Velocidad, en metros por segundo (m/s).

A: Área, en metros cuadrados (m²).

H: Elevación de la línea de energía sobre el datum, en metros (m).

$$H = Z + Y + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad [4.11]$$

Donde: x: Distancia positiva hacia aguas abajo, en metros (m).

S_f: Pendiente de la línea de energía o de fricción, en metros por metro (m/m).

Z: Elevación del fondo del canal con respecto al datum, en metros (m).

Y: Profundidad del flujo, en metros (m).

V: Velocidad media del flujo, en metros por segundo (m/s)

α: Coeficiente de Coriolis.

- g: Aceleración de la gravedad, en metros sobre segundo al cuadrado (m/s^2).

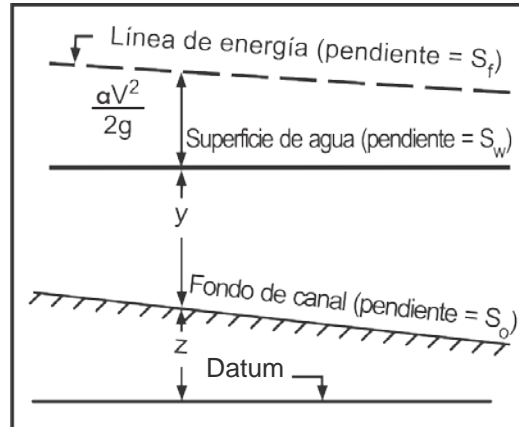


Figura 4.1. - Esquema de definición de variables

Con las anteriores ecuaciones y bajo las simplificaciones supuestas, se llega a la ecuación de flujo gradualmente variado:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2} \quad [4.12]$$

Donde: y: Profundidad del flujo.

S_0 : Pendiente del fondo del canal, en metros por metro (m/m).

S_f : Pendiente de la línea de energía o de fricción, en metros por metro (m/m).

F: Número de Froude.

Esta ecuación es diferencial y su resolución requiere condiciones iniciales y de frontera, denominándose, en el caso de canales, secciones de control a las condiciones de frontera.

Los diferentes tipos de flujo gradualmente variado, clasificados de acuerdo con su pendiente y su posición relativa con respecto a las profundidades normal y crítica, no son descritos dentro de este manual, pero se pueden consultar en la bibliografía.

4.1.3.1. Secciones de control (naturales, artificiales)

Una sección de control es aquella sección donde se presenta una relación definida y única entre el caudal y la profundidad del agua.

En el primer tipo de control o de profundidad crítica se asume que en la sección de control se desarrolla una profundidad igual a la crítica. Se presenta en transiciones (cambios locales en el canal como, por ejemplo, en el fondo o en el ancho del canal) en las cuales el flujo pasa por la profundidad crítica o en extremos aguas abajo de regímenes subcríticos. Su localización se establece a partir de la observación de las condiciones de la corriente por lo que, para las longitudes de corrientes usualmente analizadas en cruces, no es fácil establecer este tipo de control.

El segundo tipo de control, denominado control artificial del canal, lo constituye un dispositivo o estructura dentro de un canal en que se establece una relación única entre la elevación del nivel de agua o cabeza aguas arriba y el caudal, similar a la que existe entre el caudal y la profundidad crítica. Por ejemplo, una compuerta en que para una posición de abertura existe una relación entre el caudal y la profundidad del flujo aguas arriba.

Finalmente, el tercer tipo de control, cuando los anteriores no se presentan en el tramo del canal, es el de la profundidad normal, en el cual la altura y el caudal se relacionan a través de una expresión como la de Manning. En un tramo de canal hidráulicamente largo, la localización más probable de este control es en el extremo aguas arriba para flujos con régimen subcrítico y en el extremo aguas abajo para flujos con régimen supercrítico. Este tipo de control es el más fácil de establecer y viene incorporado dentro de las opciones de condiciones de frontera del software HEC-RAS (Referencia 4.30), en el cual se suministra la pendiente de la línea de energía³ con la cual se calcula la profundidad normal en cada sección.

4.1.3.2. Métodos de cálculo

La ecuación característica del flujo gradualmente variado (ecuación [4.12]), es diferencial no lineal de primer orden, para la cual existen diferentes métodos de integración, de los cuales se exponen a continuación los más empleados.

³Como la pendiente de la línea de energía no es conocida a priori, puede ser aproximada introduciendo la pendiente de la superficie del agua, y si ésta tampoco se conoce, introduciendo entonces la pendiente del fondo del canal.

– Método del paso directo

Consiste en dividir el canal en pequeños tramos y determinar, tramo por tramo, el cambio en la longitud del tramo para un cambio dado en la profundidad. No aplica en cauces naturales, donde se dispone de secciones transversales a distancias determinadas, pero sí aplica muy bien en canales prismáticos sin pérdidas localizadas, en los cuales se dispone de secciones transversales en cualquier punto del canal.

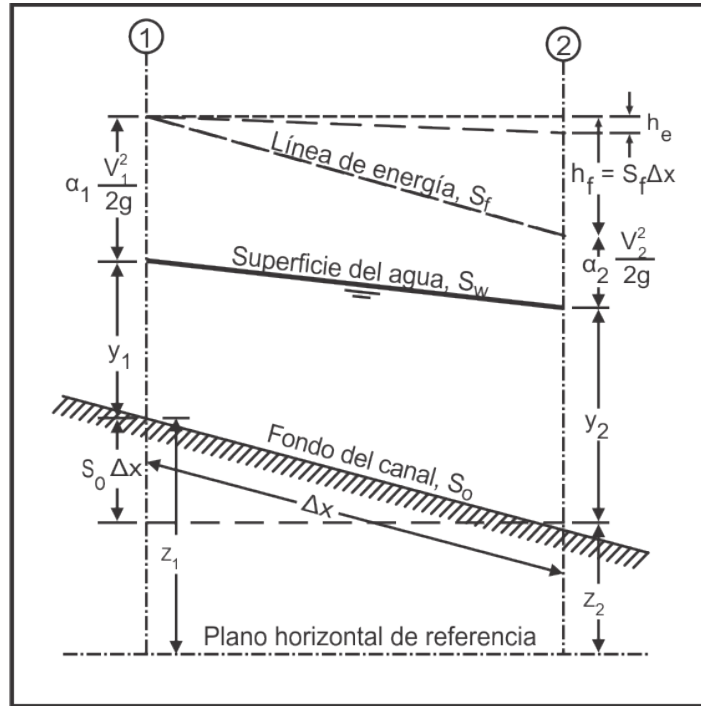


Figura 4.2. - Tramo de canal para deducción de los métodos de paso (Referencia 4.33)

La ecuación que emplea este método es la siguiente:

$$\Delta x = x_2 - x_1 = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} \quad [4.13]$$

Donde: Subíndices 1 y 2 se refieren a las secciones 1 y 2 de la Figura 4.2.

Δx : Longitud del tramo, en metros (m).

E: Energía específica, en metros (m) (calculada con la expresión [4.1]).

- S_0 : Pendiente del canal, en metros por metro (m/m).
- S_f : Pendiente promedio de la línea de energía, en metros por metro (m/m). Esta pendiente promedio puede ser definida de muchas maneras (promedio aritmético, geométrico, media armónica)

– Método del paso estándar

En este método, aplicable a corrientes naturales, se determinan los cambios en los niveles de agua para una longitud dada entre secciones.

Parte de la aplicación de la ecuación de la energía o de Bernoulli, entre dos secciones transversales del canal (Ver Figura 4.2):

$$Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_f \quad [4.14]$$

Donde: Subíndices 1 y 2 indican las secciones transversales aguas arriba y aguas abajo del canal, respectivamente

Z : Elevación de la solera del canal, en metros (m).

Y : Profundidad del agua, en metros (m).

α : Coeficiente de ponderación de velocidad

g : Aceleración de la gravedad, en metros por segundo al cuadrado (m/s^2).

h_f : Pérdida de energía, m (calculada como la suma de las pérdidas por fricción, por contracción y expansión):

$$h_f = L \bar{S}_f + C \left[\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right] \quad [4.15]$$

Siendo: L : Distancia entre las secciones 1 y 2, en metros (m).

C : Coeficiente de expansión o contracción (Ver Tabla 4.1)

Tabla 4.1. Coeficientes de contracción y de expansión (Referencia 4.30)

FLUJO SUBCRÍTICO	CONTRACCIÓN	EXPANSIÓN
Transición gradual	0.1	0.3
Transición abrupta	0.6	0.8
Puente típico	0.3	0.5

\bar{S}_f : Pendiente promedio de la línea de energía, m/m

La pendiente en cada sección (S_f) se calcula como:

$$\bar{S}_f = \left[\frac{n Q}{A R^{2/3}} \right]^2 \quad [4.16]$$

Donde: n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

Q: Caudal, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

A: Área de la sección del canal, en metros cuadrados (m²).

R: Radio hidráulico, en metros (m).

4.1.4. Flujo rápidamente variado

Es un flujo cuya no uniformidad obedece a grandes aceleraciones o desaceleraciones en tramos cortos (Referencia 4.21), por lo que no se puede asumir presión hidrostática, lo que unido a posible separación del flujo y remolinos dificulta su análisis teórico y favorece su investigación experimental, estableciendo relaciones empíricas para aplicaciones específicas de diseño. Dentro de los fenómenos con flujo rápidamente variado de interés para el drenaje vial, se encuentran el resalto hidráulico y los disipadores de energía, los cuales se explican brevemente a continuación.

4.1.4.1. Resalto hidráulico

Es un fenómeno por medio del cual el flujo cambia abruptamente de una condición supercrítica a otra condición subcrítica. Como disipador de energía, que es la aplicación que se usa en el drenaje vial y con fines de diseño de muros y soleras, es necesario caracterizar su altura secuente o conjugada, su perfil superficial y su longitud.

Estas propiedades se presentan en la Figura 4.3 para un canal rectangular y de fondo horizontal, conocida la condición aguas arriba.

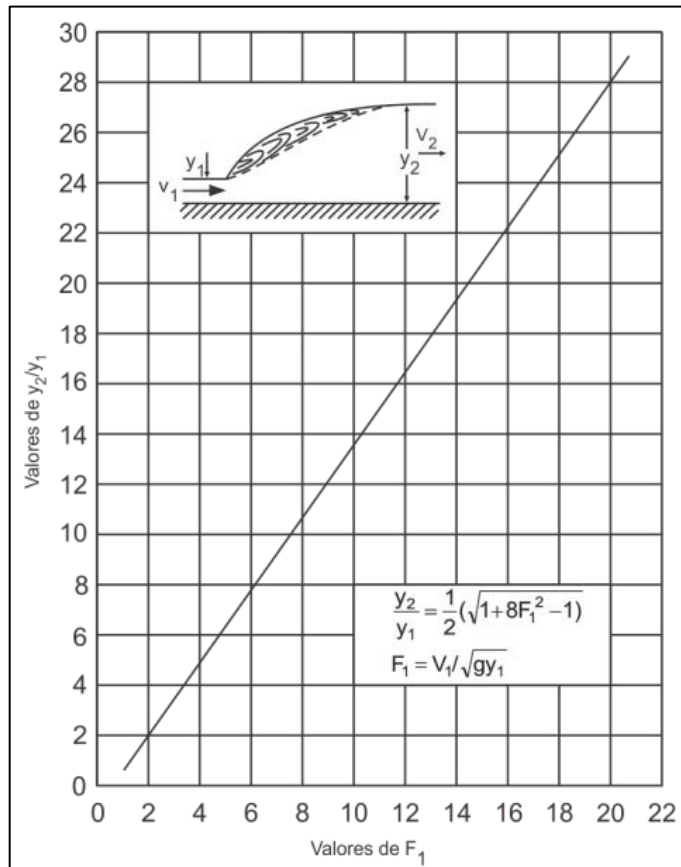
En cuanto a las pérdidas de energía, éstas se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 y_1 y_2} \quad [4.17]$$

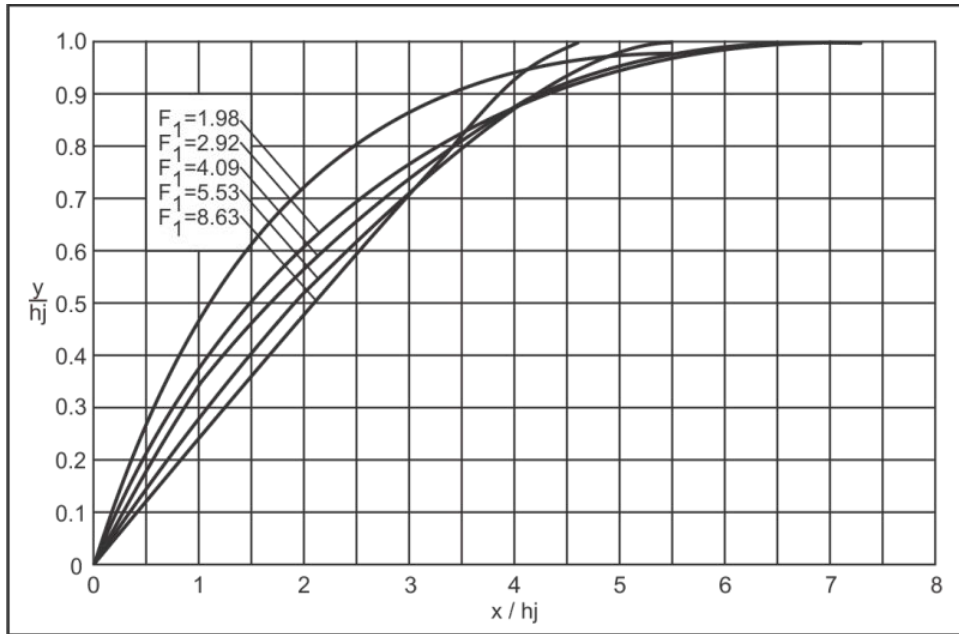
Siendo: ΔE : Pérdida de energía en el resalto, en metros (m).

y_2 : Profundidad secunte o conjugada, en metros (m).

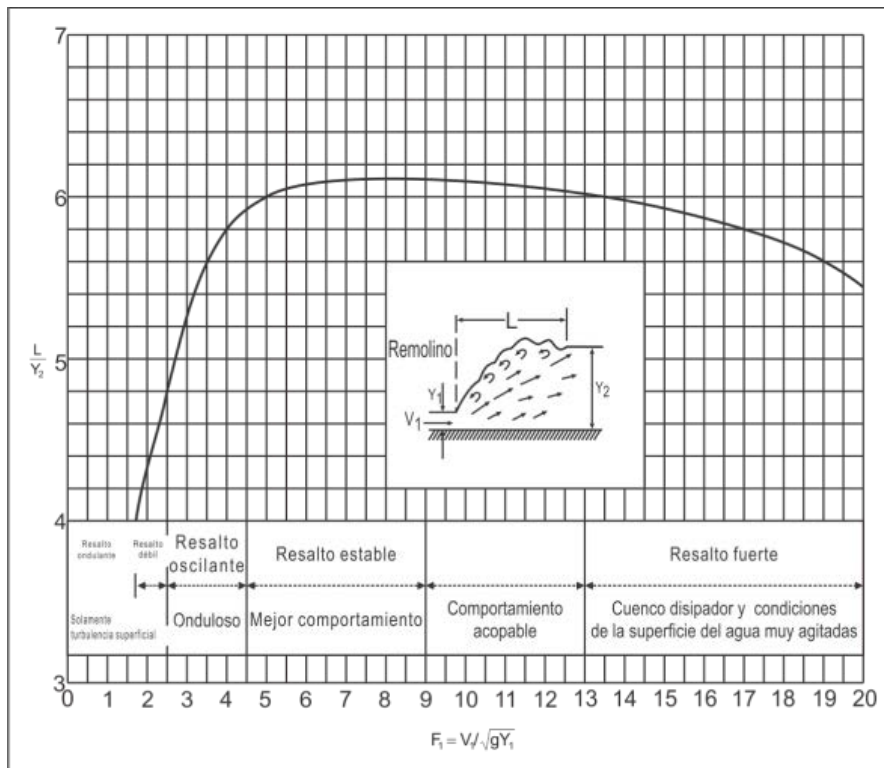
y_1 : Profundidad del flujo antes del resalto, en metros (m).



(a) - Relación entre F_1 y y_2/y_1 adimensionales



(b) - Perfiles superficiales



(c) - Longitud del resalto hidráulico

Figura 4.3. - Características del resalto hidráulico en un canal rectangular horizontal (Referencia 4.33)

4.1.4.2. Disipadores de energía

El objetivo de estas estructuras es disipar parte de la energía cinética en un flujo, para evitar el riesgo de socavación del canal aguas abajo. En obras viales, las estructuras de disipación pueden ser de tres tipos (Referencia 4.6): rápidas lisas, rápidas escalonadas y la combinación de rápidas lisas y escalonadas.

– Rápidas lisas

Son canales de fondo liso con flujo supercrítico y velocidad apreciable, por lo que frecuentemente requieren una estructura de disipación en el pie de la ladera o talud. Se componen de una estructura de entrada o transición entre la cuneta o alcantarilla y el canal, la rápida propiamente dicha y la estructura de disipación.

La transición de entrada se diseña de acuerdo con las recomendaciones dadas en la Referencia 4.33, las cuales buscan minimizar pérdidas y evitar ondas cruzadas y otras turbulencias. La principal recomendación es la de emplear ángulos de 12.5° entre los lados del canal en las secciones de entrada y salida.

De acuerdo con la Referencia 4.4, en la rápida, por acción de la gravedad, el flujo se acelera, generando en el extremo aguas arriba una capa límite turbulenta causada por la fricción del fondo, la cual se desarrolla en la dirección del flujo. Cuando el borde exterior de la capa límite alcanza la superficie libre, el flujo se convierte en completamente desarrollado, donde alcanza la condición de flujo gradualmente variado hasta encontrar la profundidad normal.

En la zona de flujo completamente desarrollado puede ocurrir la aireación de la superficie libre, incrementándose la profundidad del flujo.

Para un análisis preliminar⁴, que no representa las condiciones exactas del flujo, se puede asumir que el flujo es supercrítico y gradualmente variado e incrementar la profundidad del flujo debido a la entrada de aire (Referencia 4.24).

⁴Si se desea conocer con exactitud el funcionamiento hidráulico de una rápida, es necesario acudir a modelos hidráulicos a escala reducida. En este sentido, es aconsejable emplear estructuras con dimensiones ya probadas mediante experimentación.

Para canales con altas velocidades y números de Froude mayores de 1.6, las láminas de flujo hinchadas por la entrada de aire, se pueden calcular a partir de las siguientes expresiones (Referencia 4.30)⁵:

$$D_a = 0.906 D (e)^{0.061 F} \quad \text{Para } F \leq 8.2 \quad [4.18]$$

$$D_a = 0.620 D (e)^{0.1051 F} \quad \text{Para } F > 8.2 \quad [4.19]$$

- Donde:
- D_a : Profundidad del agua con entrada del aire, en metros (m).
 - D : Profundidad del agua sin entrada del aire, en metros (m).
 - e : Constante numérica igual a 2.718282
 - F : Número de Froude.

Como dato cierto para el diseño de la rápida, se puede calcular la velocidad máxima teórica en el extremo aguas abajo, la cual es:

$$V_{max} = \sqrt{2g(H_1 - d \cos \theta)} \quad [4.20]$$

- En la que:
- V_{max} : Velocidad máxima teórica del flujo, en metros por segundo (m/s) (es superior a la velocidad real debido a las pérdidas por fricción).
 - g : Aceleración de la gravedad, en metros por segundo al cuadrado (m/s^2).
 - H_1 : Cabeza total o diferencia de altura entre el nivel de energía en el inicio de la rápida y el fondo del canal en el extremo inferior de la rápida, en metros (m).
 - d : Profundidad del flujo aguas abajo, en metros (m).
 - θ : Ángulo de la rápida con respecto a la horizontal

El material de la rápida se puede seleccionar, entonces, a partir de la máxima velocidad permisible, de acuerdo con lo indicado en la Tabla 4.2.

⁵Las expresiones mostradas a continuación vienen incorporadas dentro del software HEC-RAS.

Tabla 4.2. - Velocidades máximas permisibles en canales artificiales
(Referencia 4.6)

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Ladrillo común	3.0
Ladrillo vitrificado	5.0
Arcilla vitrificada (gres)	4.0
Concreto 175 kg/cm ²	6.0
Concreto 210 kg/cm ²	10.0
Concreto 280 kg/cm ²	15.0
Concreto 350 kg/cm ²	20.0

En cuanto a la estructura de disipación, su principio se basa en producir un resalto hidráulico controlado, es decir, mediante dispositivos u obstáculos tales como vertederos, bafles, bloques de impacto, caídas, escalones y umbrales dentados o sólidos, asegurar la formación del resalto y su posición en todas las condiciones probables de operación.

Para el diseño del cuenco o piscina de disipación⁶ donde se confina parcial o totalmente el resalto hidráulico, se pueden seleccionar los modelos estandarizados a partir de investigaciones desarrolladas en los años 1950 y 1960 (Referencia 4.4). Entre los más conocidos están el tanque SAF (Saint Anthony Falls), el tanque US Bureau of Reclamation tipo II (USBR tipo II), el USBR tipo III y el USBR tipo IV.

Las reglas para el diseño de estos tanques de amortiguación y otros diferentes, se pueden consultar en las Referencias 4.6, 4.31 y 4.33.

Como producto de la investigación realizada en el país, en la sección 4.6.2. del presente manual se presentan los resultados obtenidos en la Universidad Nacional sede Manizales (Referencia 4.17) para las rápidas o canales con pantallas deflectoras, CPD, en los cuales la energía cinética es disipada a lo largo del canal, por lo que no requieren estructura de disipación en el pie del talud o ésta es pequeña si es necesaria.

– Rápidas escalonadas ⁷

En las estructuras de disipación escalonadas, el agua es transportada desde un nivel superior hasta un nivel inferior. El flujo sobre estas escaleras se puede dar en tres diferentes condiciones (Referencia 4.22):

⁶Esta estructura también es conocida como tanque amortiguador.

⁷Para el lector interesado, se recomienda el artículo de Ohtsu (2004) que concreta una metodología de diseño y el texto clásico del tema escrito por Chanson (1994).

- a) Flujo rasante (“skimming flow”): para esta condición, el agua fluye sobre las esquinas externas de las escaleras como una nata sobre un pseudo-fondo, produciéndose una recirculación del agua en la parte interna del escalón. La reducción de energía se da, entonces, por recirculación de agua en el escalón y por impacto en el escalón aguas abajo.
- b) Flujo escalón a escalón (“nappe flow”): en este caso, el flujo de cada escalón sigue una trayectoria tipo jet (chorro) con un lente de aire bajo la napa, golpeando la huella del escalón aguas abajo y generando un resalto hidráulico. La pérdida de energía se produce, entonces, por la dispersión del chorro en el aire, por la mezcla del agua en el impacto y por el desarrollo total o parcial del resalto hidráulico. La metodología para el análisis de este flujo es presentada en las Referencias 4.3 y 4.33.
- c) Flujo de transición: condición intermedia entre las dos anteriores, en que la napa sobre el lente de aire puede o no formarse y se produce una recirculación parcial del agua en cada escalón.

Dada la abrupta topografía de la parte más desarrollada del país, con elevadas pendientes que limitan la longitud de las huellas de los escalones para el desarrollo del resalto hidráulico, predomina el flujo rasante en las rápidas escalonadas.

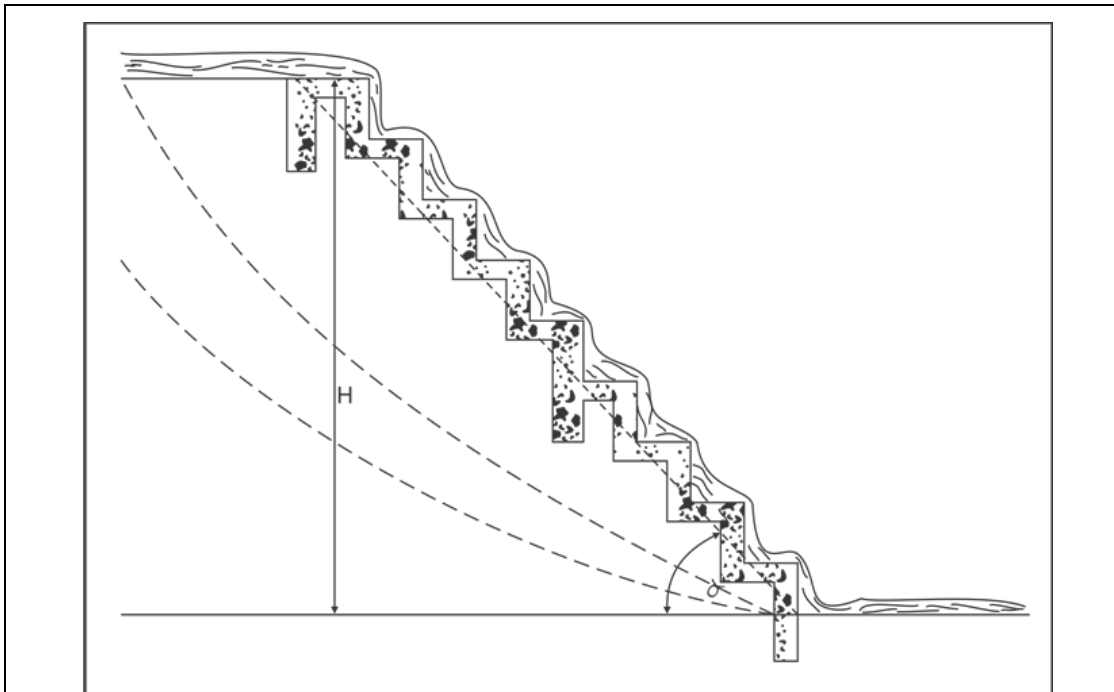
Las metodologías de diseño para estructuras de caída escalonadas con flujo rasante son variadas y todas de carácter experimental. En este manual se presenta la metodología dada por Ohtsu (Referencia 4.22) que recoge los resultados de la experimentación realizada hasta la fecha y propone una metodología práctica para diseño. Cabe anotar que el diseñador de este tipo de estructuras debe estar atento a la experimentación, los resultados y las conclusiones que obtienen permanentemente los investigadores de los diferentes países del mundo.

– Combinación de rápidas lisas y escalonadas

Se trata de rápidas lisas que incluyen cada cierto tramo una rápida escalonada u otro elemento dissipador. Su diseño es presentado a partir de las investigaciones llevadas a cabo en la Universidad Nacional sede Manizales (Referencia 4.17) y es presentado en el numeral 4.6.2 de este capítulo.

– Revisión geotécnica para el diseño de rápidas

Al disenar este tipo de obras, consistente en rápidas lisas, escalonadas o su combinación, es muy importante considerar su estabilidad geotécnica, de acuerdo con lo expresado en la Figura 4.4. En los casos en que la pendiente topográfica donde se proyecta la rápida escalonada sea inestable geotcticamente, se deberá dar el desarrollo necesario a la rápida para no exceder la pendiente permisible; es decir, disminuir su pendiente (α) dándole una mayor longitud horizontal a la estructura. Otra alternativa es anclar la estructura, para lo cual se deben desarrollar los análisis y estudios pertinentes.



El ngulo α debe ser menor que el ángulo de estabilidad ϕ así:

$$\frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \rightarrow \text{Debe ser mayor de 1.5}$$

Para suelos friccionantes (arenosos) ϕ es el ángulo de fricción residual para el suelo saturado

$$H_{\text{máxima}} = \frac{2C}{\gamma}$$

Donde: c : Cohesión (en suelos cohesivos)

γ : Peso unitario saturado

Para suelos con fricción y cohesión debe realizarse un cálculo de factor de seguridad para falla o a cortante para el sistema de los círculos de falla.

Figura 4.4. - Verificación geotécnica de una gradería (Referencia 4.26)

4.2. CUNETAS

4.2.1. Localización en secciones de corte, terraplén y en separador central

Las cunetas son estructuras de drenaje que captan las aguas de escorrentía superficial proveniente de la plataforma de la vía y de los taludes de corte, conduciéndolas longitudinalmente hasta asegurar su adecuada disposición. Las cunetas construidas en zonas en terraplén protegen también los bordes de la berma y los taludes del terraplén de la erosión causada por el agua lluvia, además de servir, en muchas ocasiones, para continuar las cunetas de corte hasta una corriente natural, en la cual entregar.

Para las cunetas en zonas de corte, los puntos de disposición son cajas colectoras de alcantarillas y salidas laterales al terreno natural en un cambio de corte a terraplén. En las cunetas en terraplén, las aguas se disponen al terreno natural mediante bajantes o alivios y en las cunetas de un separador central⁸ las aguas también son conducidas a la caja colectora de una alcantarilla.

Las cunetas se deben localizar esencialmente en todos los cortes, en aquellos terraplenes susceptibles a la erosión y en toda margen interna de un separador que reciba las aguas lluvias de las calzadas.

Las abscisas en las cuales se deben ubicar cunetas y puntos de desagüe deben ser obtenidas a partir del análisis de los perfiles de la vía (con sus líneas de chaflán de corte y de relleno) y del diagrama de peraltes en donde se indica el sentido del bombeo (pendiente transversal) para el caso de dobles calzadas.

4.2.2. Caudal de diseño

Considerando que por lo general el área aferente a las cunetas es inferior a una hectárea (1.0 ha), para la obtención de los caudales de diseño se emplea el método racional explicado en el Capítulo 2.

El área aferente a la cuneta debe incluir la calzada o media calzada de la vía, más la proyección horizontal del talud de corte hasta la zanja de coronación (Ver Figura 4.5). En caso de no proyectarse esta zanja, la cuneta debe contemplar el área topográfica aferente a la misma. En la definición de esta

⁸Cuando no es posible emplear cunetas en el separador central, se deben considerar otras soluciones de mayor complejidad, tales como sumideros, etc., siendo fundamental captar y conducir las aguas que drenan al separador central.

área se debe considerar el perfil del diseño geométrico que establece los límites o puntos altos que definen los sentidos de drenaje hacia las cunetas.

El coeficiente de escorrentía corresponderá al coeficiente ponderado de los diferentes tipos de área aportante, en función del tipo de suelo, de la cobertura y de la pendiente.

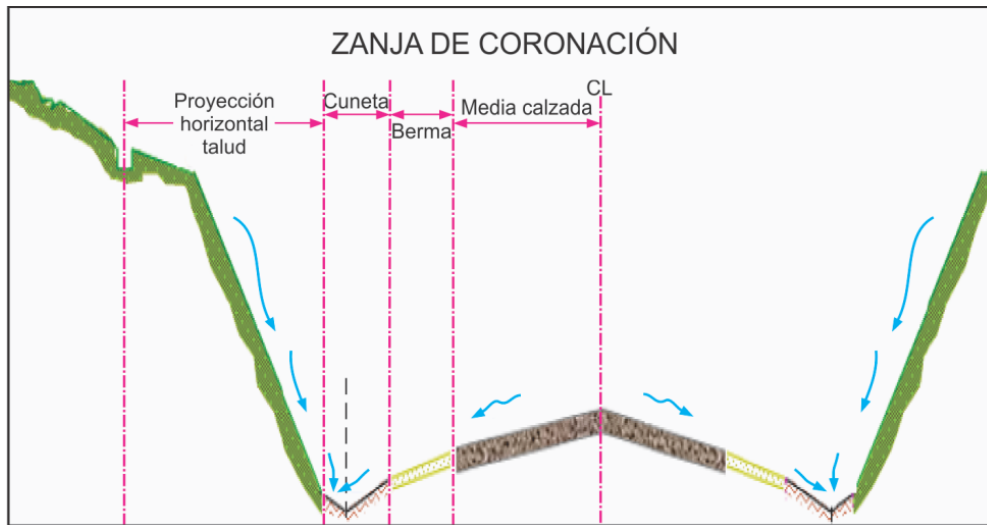


Figura 4.5. - Área aferente a las cunetas

Finalmente, la intensidad es calculada a partir de la curva intensidad-duración-frecuencia, (IDF) del proyecto, para el período de retorno seleccionado y un tiempo de concentración mínimo (por ejemplo, 15 minutos).

4.2.3. Tipos de sección y seguridad vial

La sección transversal de la vía y dentro de ella la de la cuneta, juega un papel fundamental en la seguridad vial, por lo que al proyectar las cunetas con una determinada sección, este aspecto debe ser considerado.

Cunetas con una sección inadecuada pueden originar problemas de encunetamiento de los vehículos y, en los casos más graves, hasta vuelco, más aún si por limitaciones de espacio se proyectan berma-cunetas, las que necesariamente implican circulación o permanencia de vehículos cerca a la cuneta.

Secciones rectangulares o trapezoidales profundas o con taludes altos hacen infranqueables o dificultan en gran manera la salida de vehículos, por lo que, en caso de ser empleadas, deben estar acompañadas de barreras de

seguridad, bordillos o guardarruedas (Figura 4.6) o, como mínimo, de señales de advertencia con el adecuado manejo desde el punto de vista de seguridad de estos elementos que obstaculizan el tránsito vial (separación mínima desde el borde de la calzada de 60 centímetros).

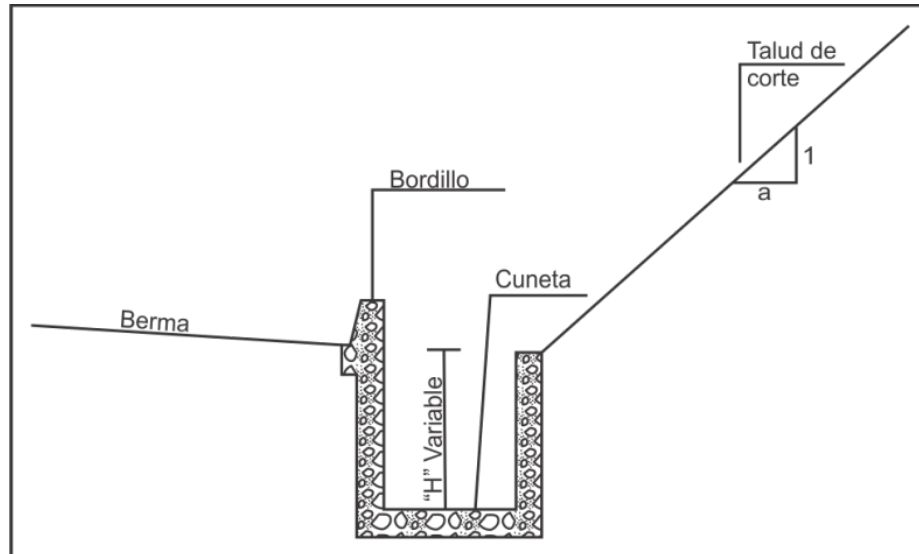


Figura 4.6. - Bordillos de seguridad en cunetas

Las secciones más recomendadas son, entonces, las parabólicas (con una construcción complicada y baja capacidad hidráulica), las cuales son las más adecuadas en aquellos tramos viales donde se presenta entrada y salida permanente de vehículos (estaciones de servicio, locales comerciales, etc.) y las triangulares (las más sencillas de construir), donde es esporádica o nula la circulación vial.

Dentro de las cunetas triangulares, es necesario limitar las pendientes de la cuneta y la profundidad de la misma, existiendo para ello diferentes normas a nivel internacional. Dentro de las más exigentes (Referencia 4.18) se imponen pendientes máximas del lado de la calzada de 5H : 1V y del lado del talud 3H:2V. Otras normas limitan la pendiente del lado de la calzada a 4H : 1V (Referencia 4.15) y las profundidades a 20 cm o 1/5 del ancho total, mientras que las recomendaciones más usuales (Referencia 4.20) limitan la pendiente por el lado de la calzada a 25%.

En el medio colombiano es usual la cuneta triangular de 1.0 m de ancho total, distribuido 0.96 m al lado de la calzada y 0.04 m del lado del talud y 0.20 m de profundidad (constituyendo un vértice de 90°), con lo que se obtiene una pendiente lateral de 20.8%. Modificaciones a estas dimensiones,

siempre y cuando la pendiente al lado de la calzada sea menor o igual al 25%, son también aceptables.

Cuando la sección de la cuneta triangular para el ancho máximo disponible en la sección de la vía es insuficiente, se debe emplear una cuneta trapezoidal, deseablemente con una pendiente o talud hacia la calzada menor del 25%, condición que de no cumplirse implica el empleo de barreras de seguridad o de bordillos debidamente espaciados para permitir la entrada del agua.

Otra alternativa, cuando la cuneta triangular es insuficiente o cuando el terreno es rocoso, es el empleo de cunetas rectangulares, las cuales se deben proveer de los elementos de protección para impedir que los vehículos tiendan a caer dentro de ellas (barreras de seguridad y bordillos).

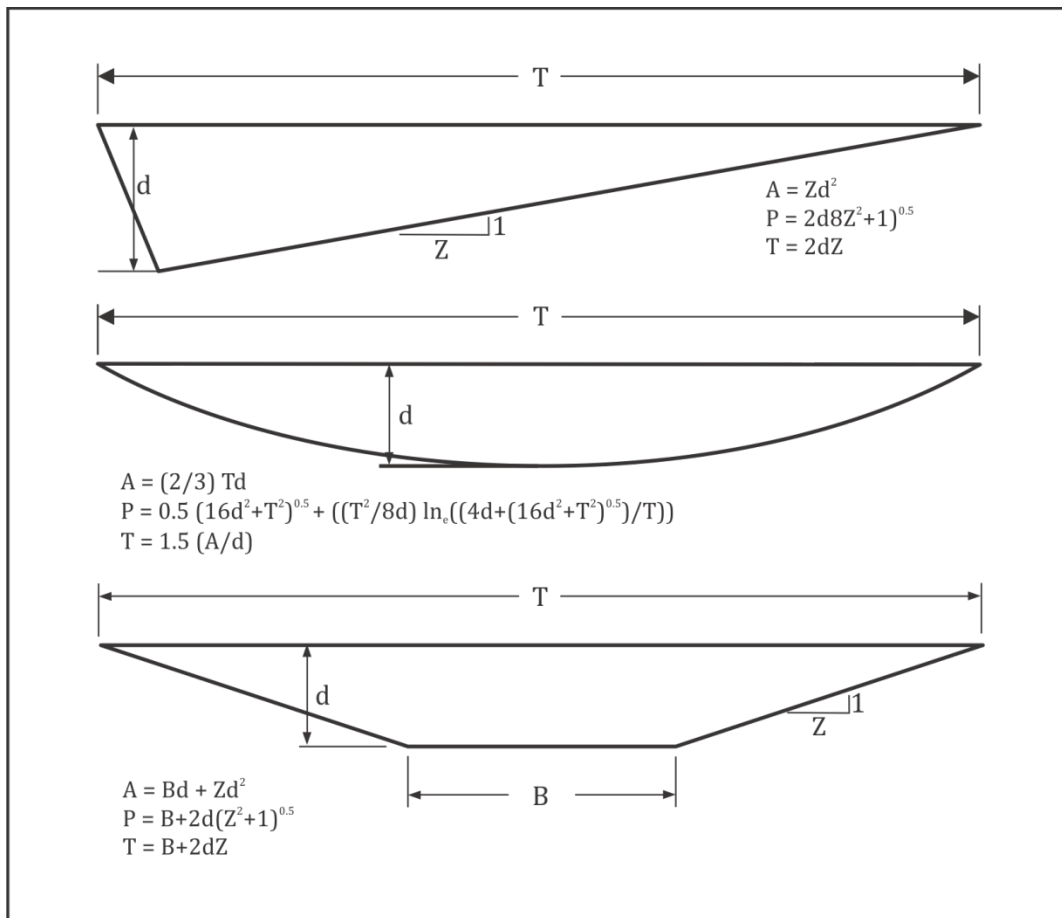


Figura 4.7. - Secciones cunetas típicas y propiedades geométricas (Referencia 4.10)

En el caso de berma-cunetas, se indica que la pendiente de la berma coincide con la del carril de circulación adyacente; es decir, la pendiente del bombeo, la cual es máximo del 4% en entretangencias, 8% en peraltes de vías principales y secundarias y 6% en vías terciarias.

Esta limitación en la profundidad de la cuneta trae como consecuencia una limitación en la capacidad hidráulica de la cuneta, siendo necesario el empleo de zanjas de coronación y de una menor distancia entre alcantarillas para desaguar las cunetas.

4.2.4. Diseño de cunetas

4.2.4.1. Funcionamiento hidráulico

El dimensionamiento o diseño hidráulico de la cuneta consiste en verificar que la capacidad hidráulica de la estructura, estimada con la expresión de Manning, sea superior al caudal de diseño.

La expresión de Manning es:

$$Q = \frac{1}{n} (A R^{2/3} S^{1/2}) \quad [4.21]$$

- Siendo:
- Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/s).
 - n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
 - A: Área mojada, en metros cuadrados (m²).
 - R: Radio hidráulico, en metros (m).
 - S: Pendiente, en metros por metro (m/m).

La pendiente coincide usualmente con la pendiente longitudinal de la vía, salvo en aquellos casos en que se requiere una mayor capacidad hidráulica o por facilidad de desagüe se proyecta la cuneta en contrapendiente por un corto tramo. En estos casos especiales se debe verificar que la pendiente sea, como mínimo, la menor recomendada por el INVIAS, es decir 0.5% y 0.3% en zonas planas (Referencia 4.12).

A partir de la ecuación [4.21], es posible obtener la lámina de agua y la velocidad en la sección para el caudal de diseño. La lámina de agua debe

ser inferior o igual a la profundidad de la cuneta⁹ y la velocidad debe ser, a su vez, menor que la máxima admisible para el material de la cuneta, pero mayor que la velocidad que favorezca la sedimentación y el crecimiento vegetal (Ver numeral 4.6.1). Es necesario verificar, también, que la velocidad en el descole o canal de salida se encuentre dentro del rango permisible, sin originar sedimentación o inestabilidad en la corriente o terreno receptor.

4.2.4.2. Revestimiento

Una cuneta y, en general, un canal, se revisten con los siguientes objetivos:

- Reducir la infiltración, la cual puede afectar la estructura misma del pavimento.
- Reducir el área mojada por permitir mayores velocidades del flujo.
- Prevenir crecimientos vegetales.
- Reducir los costos de mantenimiento.
- Mayor vida útil del canal.
- Mayor estabilidad de la sección.

Se considera, entonces, que el revestimiento de las cunetas para vías de primer y segundo orden es necesario, mientras que para vías de tercer orden es opcional y se debe definir a partir de un análisis técnico y de costos, dentro del cual se incluya el mantenimiento.

4.2.4.3. Refuerzo estructural

En los casos en que se prevé la circulación de vehículos sobre la cuneta, como es el paso sobre cunetas parabólicas o en posibles cruces o entradas a predios, la cuneta deberá ser reforzada. Para el caso de berma-cunetas, la decisión de reforzarlas debe considerar también la existencia de sobreeanchos y las condiciones particulares de cada tramo de la vía que favorezcan su uso para circulación vial o estacionamiento.

4.2.5. Descole de cunetas

El descole de las cunetas y en general el de las estructuras hidráulicas, se debe realizar sin alterar drásticamente los patrones de flujo del cuerpo de

⁹Algunos autores (Referencia 4.15) señalan para las cunetas laterales y en el separador el empleo de un borde libre de 15 centímetros

agua receptor y sin originar problemas de socavación. Así, en cada punto de desagüe de un tramo de cuneta es necesario evaluar el impacto potencial sobre la corriente receptora en cuanto a cambios de velocidad y caudal y minimizar la erosión, ya sea con un mejor ángulo de entrega del canal y/o una velocidad igual o menor a la de la corriente receptora. Esto último se logra con disminuciones en la pendiente del canal de entrega o con incrementos en la rugosidad del revestimiento o en la sección transversal del canal.

Las condiciones para asegurar un adecuado descole de cunetas deben ser analizadas cuidadosamente en el terreno, pues pueden ser proyectadas más allá del derecho de vía, requiriendo de servidumbres.

4.2.5.1. Pocetas o cajas colectoras

Las pocetas o cajas colectoras son un tipo de estructura de entrada de las alcantarillas (Figura 4.8), que captan las aguas provenientes de cunetas de corte, cunetas en separadores, bajantes o filtros, permitiendo su cruce bajo la vía, donde desaguan atendiendo los criterios de minimización de impactos y de socavación en la corriente receptora. Adicionalmente, las cajas colectoras confinan la vía y dan estabilidad al extremo de la tubería al actuar como contrapeso ante posibles fuerzas de subpresión. En vías de doble calzada, la poceta o caja colectora permite, también, la unión de la alcantarilla con tuberías aferentes o el cambio de cota entre las tuberías entrante y saliente.

Para el dimensionamiento de una poceta o caja colectora es necesario considerar las dimensiones y profundidad de la tubería de la alcantarilla, la profundidad del filtro entrante o el tamaño de la estructura de encole y la facilidad de mantenimiento de la obra.

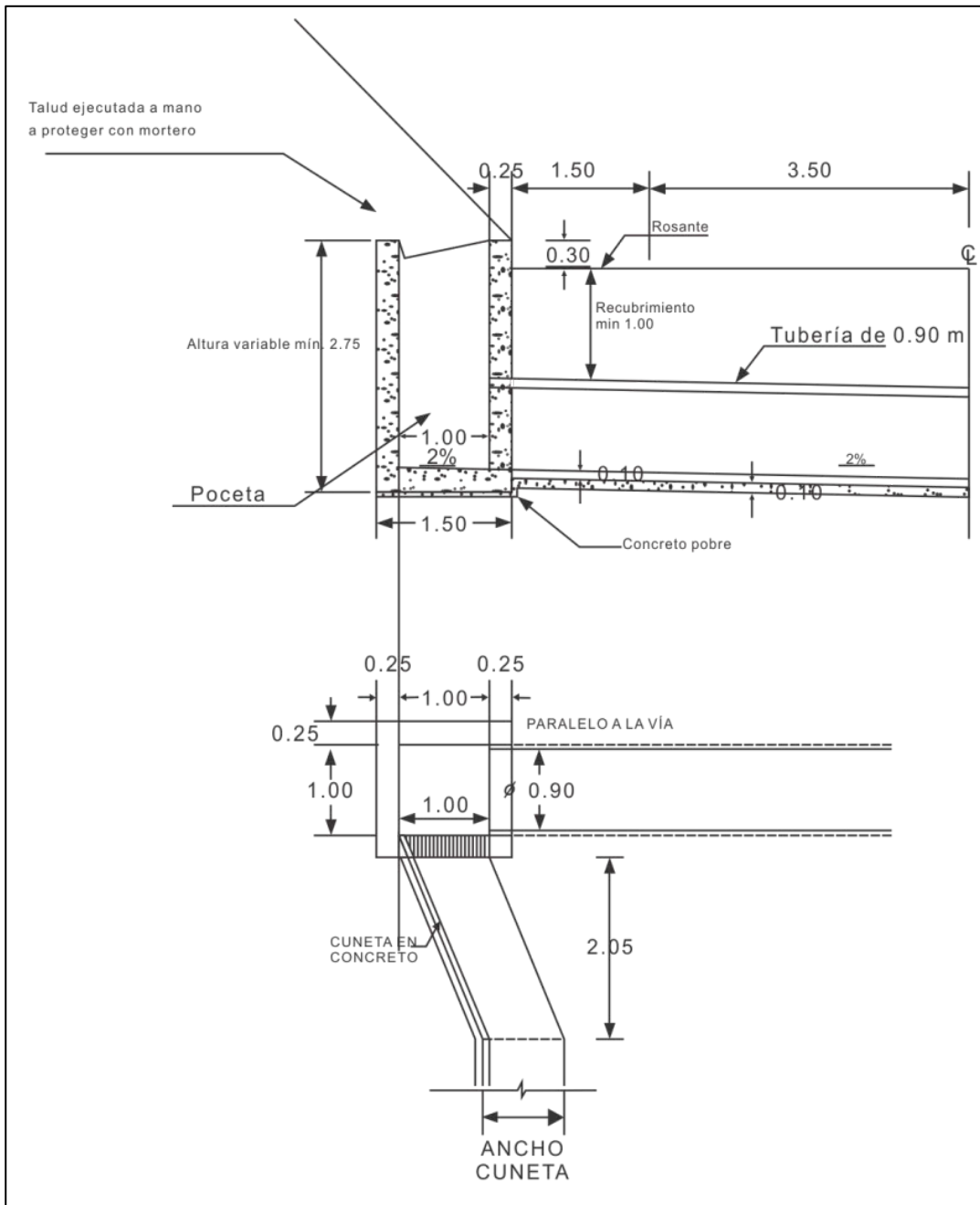


Figura 4.8. - Caja colectora típica

4.2.5.2. Protecciones: empedrados

De no ser posible desaguar la cuneta en una corriente, el flujo que viene concentrado por la cuneta se debe distribuir y entregar al terreno natural gradualmente mediante superficies tales como empedrados o rip-rap (Figura 4.9).

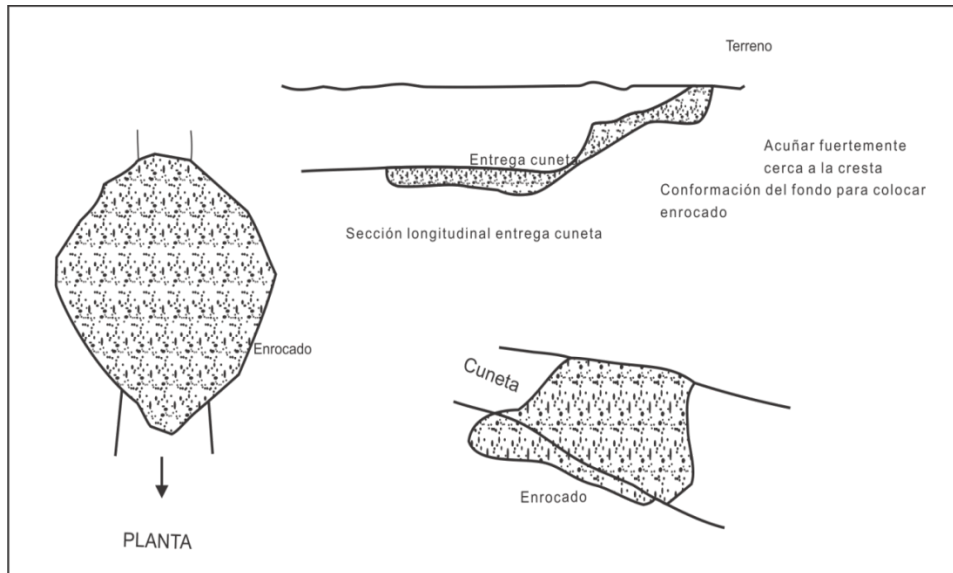


Figura 4.9. - Empedrado entregando cunetas a terreno natural

4.2.5.3. Bajantes o alivios

Son estructuras que recogen las aguas de las zanjas de coronación que no se pueden entregar a corrientes naturales o de cunetas de terraplén y las conducen hacia la parte inferior del talud (Figura 4.10). Su diseño se realiza como el de una rápida lisa o escalonada y, generalmente, requiere una obra de disipación de energía.

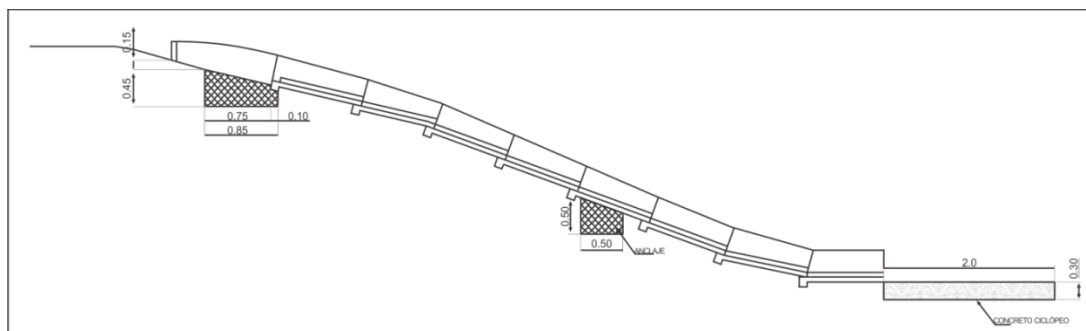


Figura 4.10. - Bajantes o alivios sobre taludes

4.2.6. Cunetas bajo accesos a predios o vías y en zonas suburbanas

4.2.6.1. Paso de cunetas bajo accesos a predios o intersección de vías

El paso de cunetas bajo vías se debe realizar entubando la cuneta, ya sea mediante una cuneta con tapa, una tubería circular o un cárcamo con dimensiones tales que permitan su limpieza. Este cambio de sección implica una transición de entrada y otra de salida, la cual puede consistir en una caja inspeccionable.

Puesto que el empleo de rejillas para el paso vehicular resulta complicado desde el punto de vista de la durabilidad de las mismas y de mantenimiento ante una gran entrada de sedimentos, la tubería o cárcamo empleados deben ser recubiertos, lo que implica una profundización de la tubería y una disminución de la pendiente de la cuneta que continúa hasta su punto de entrega, ya sea en alcantarilla o al terreno natural (Figura 4.11). Estos tramos finales de la cuneta con alto caudal y baja pendiente deben ser, por lo tanto, analizados para evitar desbordamientos sobre la vía.

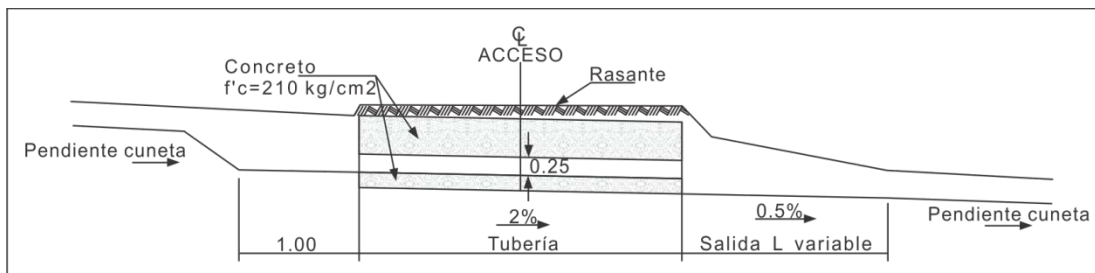


Figura 4.11. - Esquema de paso de cunetas bajo la carretera en vías de tercer orden

4.2.6.2. Cunetas en zonas urbanas y semiurbanas

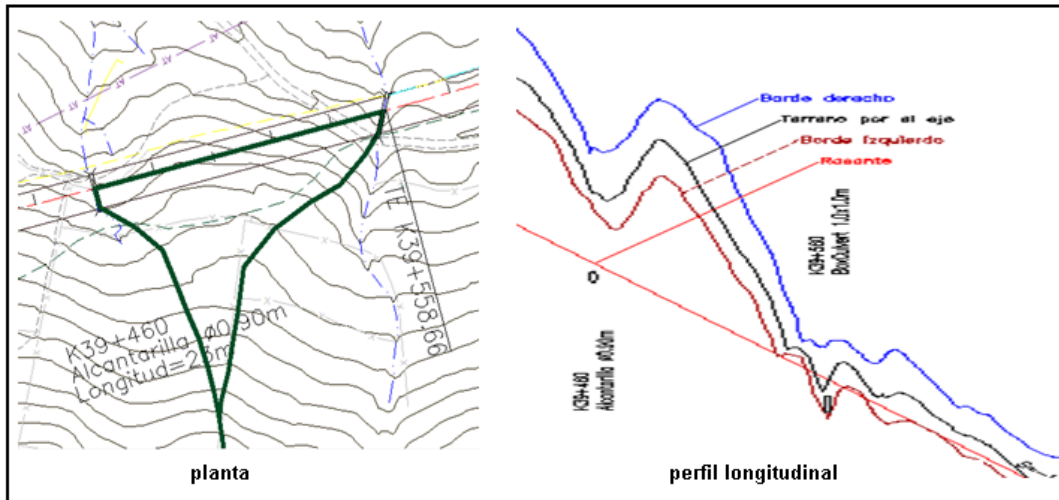
El Manual de diseño geométrico del INVIAS (Referencia 4.12) señala en su Sección 7.3, “Paso por zonas urbanas y suburbanas”, que en los proyectos viales se deben diseñar las obras necesarias para no producir interferencias sobre obras de infraestructura existente, tales como colectores de aguas negras, conducciones de acueductos, redes eléctricas, etc.. Bajo la anterior premisa, el drenaje en zonas suburbanas y urbanas debe considerar el drenaje superficial con características urbanas; es decir, escorrentías superficiales, captación mediante sumideros y conducciones hasta su disposición final mediante sistemas de alcantarillado con sus elementos de tubería y pozos.

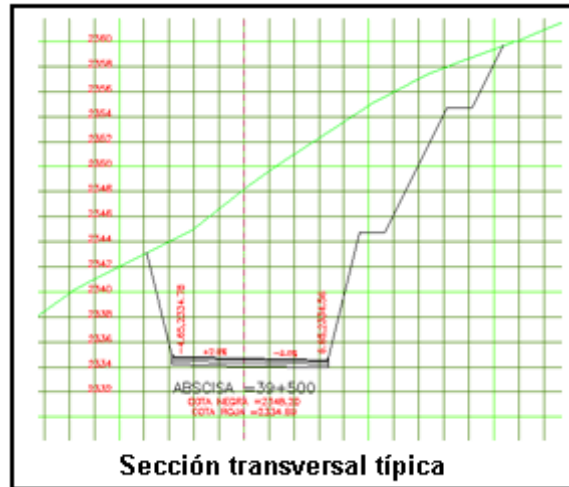
El empleo de cunetas y de alcantarillas de tipo carretero en zonas urbanas no sólo es peligroso para el tránsito peatonal, sino que origina numerosos conflictos con las descargas de un flujo concentrado sobre predios y viviendas.

En estas zonas, la solución de drenaje que se proyecte, ya sea netamente urbana o mixta, debe asegurar la adecuada disposición de las aguas lluvias, sin generar afectaciones.

Ejemplo

Se desea realizar el diseño de las cunetas entre las alcantarillas localizadas en el K39+460 y el K39+560, de una carretera con las características geométricas que se muestran en la siguiente figura. Se observa tanto en el perfil longitudinal de la vía como en la sección transversal, que se requieren cunetas por ambos costados. La cuneta del costado izquierdo recibe el área aferente del talud de corte, mientras que la cuneta del lado derecho recibe el área de toda la calzada (la pendiente de bombeo es en un solo sentido hacia el costado derecho), el área del talud de corte y el área de la ladera, la cual se delimita en la planta, pues no se proyecta zanja de coronación. La pendiente longitudinal de la vía en el tramo es de 11%.





Para los efectos del ejemplo se diseñará únicamente la cuneta derecha, asumiendo los siguientes coeficientes de escorrentía (C): calzada = 0.90, talud de corte = 0.60, ladera = 0.40.

La intensidad de diseño estimada a partir de la curva de intensidad-duración-frecuencia característica de la zona es de 172 mm/hora (4.778×10^{-5} m/s), para un período de retorno de 5 años y una duración de 15 minutos.

Solución

- Cálculo del caudal de diseño

En primer lugar, se determina el área de drenaje, teniendo presente que la longitud de la cuneta es de 100 m (entre el K39+460 y el K39+560), que el ancho de la calzada es de 11.40 m, que el ancho típico del talud es de 12 m y que el área aferente medida para la ladera es de 0.12 hectáreas.

Las áreas aferentes son, entonces:

$$\text{Calzada} = 11.40 \times 100 = 1,140 \text{ m}^2 = 0.11 \text{ ha}$$

$$\text{Talud de corte} = 12 \times 100 = 1,200 \text{ m}^2 = 0.12 \text{ ha}$$

$$\text{Ladera} = 0.12 \text{ ha}$$

Por lo tanto, el área total aferente será de $0.11 + 0.12 + 0.12 = 0.35 \text{ ha}$ ($3,500 \text{ m}^2$)

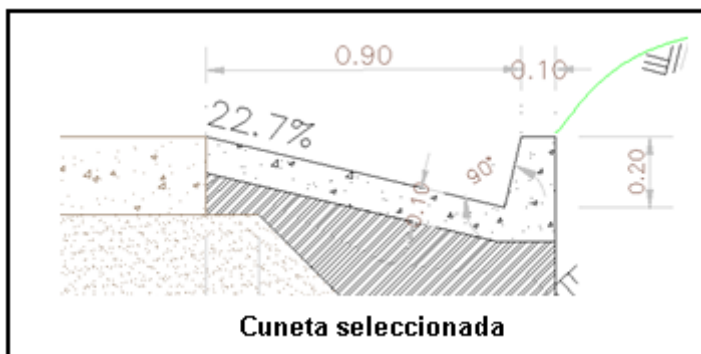
El coeficiente de escorrentía ponderado por el área es $C = 0.62$

Aplicando el método racional, el caudal de diseño será:

$$Q = C \times I \times A = 0.62 \times 4.778 \times 10^{-5} \times 3,500 = 0.1037 \text{ m}^3/\text{s} = 103.7 \text{ l/s}$$

– Diseño de la cuneta

Se escoge una cuneta de sección triangular con un ancho total de 0.90 m, repartidos 0.88 m por el costado de la calzada y 0.02 m por el costado de corte, con una profundidad total de 0.20 m, revestida en concreto, con una rugosidad $n = 0.014$ y una pendiente hacia la calzada de 22.7%, admisible desde el punto de vista de seguridad vial (ver figura).



Para un caudal de 103.7 l/s, una pendiente longitudinal de 11% y un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.014, las variables que describen el funcionamiento hidráulico de la cuneta toman los siguientes valores, obtenidos al igualar la expresión de Manning (ecuación [4.21]) con el caudal de diseño:

Profundidad del flujo = 0.12 m

Velocidad media del flujo = 3.18 m/s

La profundidad del flujo no rebasa la altura máxima de la cuneta (0.20 m), ni la velocidad media favorece procesos de sedimentación (0.60 m/s) o de erosión de la cuneta (la que, de acuerdo con la Tabla 4.2 es de 6.0 m/s para concretos de 175kg/cm^2). Por lo tanto, el diseño elegido se considera adecuado.

El diseño de la cuneta termina con el diseño de la disposición final de las aguas, las que, en este caso, se entregan a la corriente ubicada en el K39+560 empleando un empedrado similar al mostrado en la Figura 4.9.

4.3. ZANJAS DE CORONACIÓN O CONTRACUNETAS Y ZANJAS EN PIE O BASE DE TERRAPLENES

Son zanjas interceptoras de la escorrentía en la parte alta del talud de corte o en proximidades de la base del terraplén, respectivamente. Las zanjas de coronación son utilizadas para interceptar las aguas lluvias, evitando su paso por el talud.

En la Referencia 4.27 se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas¹⁰ para evitar infiltraciones que puedan afectar el talud de la vía y que la impermeabilización se complemente con un correcto mantenimiento en el que, cuando menos cada dos años, se reparen las fisuras y las grietas que se presenten.

Las zanjas en el pie o base de los terraplenes captan las aguas que escurren hacia los terraplenes, protegiéndolos de la erosión, y captan también las aguas de la cuneta de terraplén.

El recubrimiento de este tipo de zanjas se debe decidir en función de la velocidad del flujo y del tipo de suelo pues, como se ha mencionado, en suelos permeables las infiltraciones pueden llegar a desestabilizar los taludes.

4.3.1. Localización

La separación mínima recomendada para las zanjas de coronación es de tres metros (3.0 m) desde el borde de la corona del talud (Figura 4.12), para evitar que se convierta en activadora de un deslizamiento en cortes recientes o en una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos activos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe (Referencia 4.28).

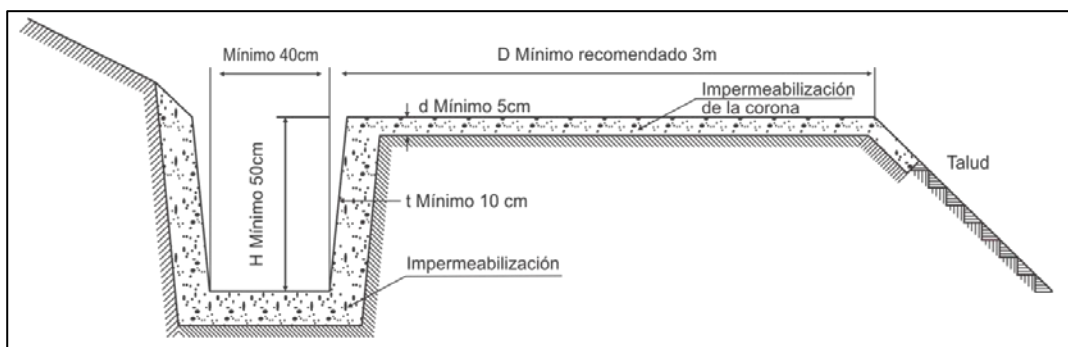


Figura 4.12. - Detalle de zanja de coronación (Referencia 4.28)

En terraplén, las zanjas en el pie del talud se proyectan paralelas al mismo a una distancia de 2.0 a 3.0 m, apilando el material excavado entre la zanja y el terraplén.

¹⁰Esta recomendación es de uso obligatorio si el terreno es permeable.

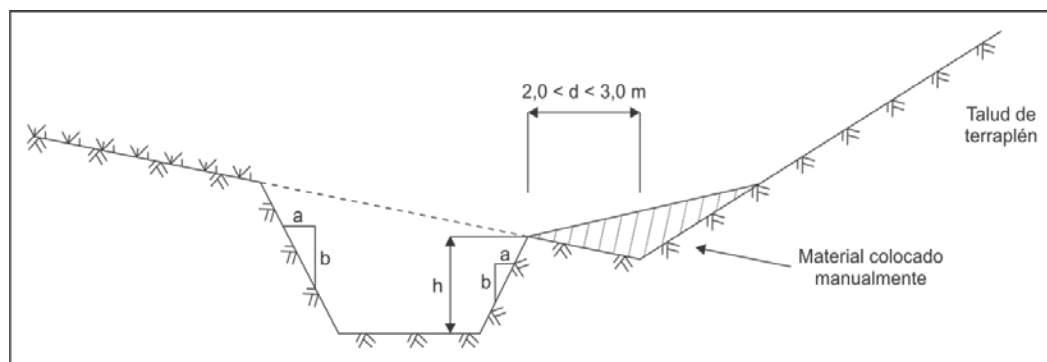


Figura 4.13. - Detalle de zanja en el pie del talud (Referencia 4.20)

4.3.2. Secciones típicas

Las zanjas de coronación o de pata del talud pueden ser trapezoidales o rectangulares¹¹. Al igual que en las cunetas, el caudal y las dimensiones se estiman con el método racional y la expresión de Manning para una sección y un revestimiento seleccionados y una topografía dada.

El área aferente a la zanja de coronación incluye la hoya que por topografía drena directamente a la misma. Esta área es medida sobre la cartografía o fotografías aéreas disponibles, o determinada a partir de la observación de las características topográficas de la zona. Esta última metodología es usada principalmente en zonas planas, donde la precisión de la cartografía no es suficiente.

Para las zanjas en el pie de terraplenes, además del área aferente por el talud, se debe considerar el área aferente de la ladera que drena hacia el talud.

Generalmente, para las áreas pequeñas de drenaje, se recomienda una zanja rectangular de cuando menos 40 centímetros de ancho y 50 centímetros de profundidad.

4.3.3. Descoles: corrientes naturales, pocetas o cajas colectoras

Las zanjas localizadas en el pie de los taludes descolan sus aguas a las corrientes que cruzan bajo la vía mediante alcantarillas, siguiendo las mismas recomendaciones dadas para el descole de cunetas.

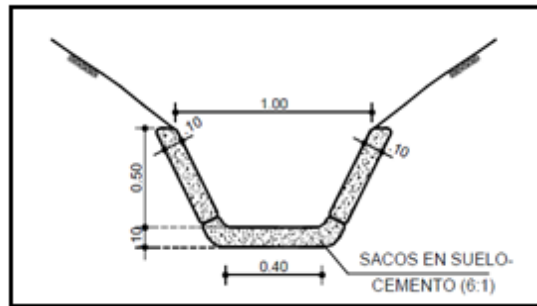
¹¹Las secciones triangulares no son recomendables por crear un plano preferencial para circulación del agua (Referencia 4.20)

Por su parte, las zanjas de coronación o contracunetas deben entregar en las corrientes naturales aguas arriba de su cruce bajo la vía. Dado que la pendiente topográfica se incrementa desde el borde alto del talud hacia las quebradas, es necesario proveer un mayor desarrollo horizontal a la zanja para conservar pendientes que no excedan las velocidades permisibles, o emplear estructuras tipo rápida como las descritas en el numeral 4.6.2.

Cuando no es factible la entrega de la zanja de coronación en una corriente natural, las aguas captadas se deben bajar directamente a la vía mediante una rápida sobre el talud, ya sea lisa o escalonada, la cual debe entregar a una poceta o caja colectora con salida mediante alcantarilla bajo la vía.

Ejemplo

Considerando el mismo caso del ejemplo anterior, realizar el diseño de la zanja de coronación por el costado derecho. La zanja de coronación será revestida con sacos de suelo-cemento (rugosidad $n=0.018$), con una sección transversal trapezoidal con base menor de 0.40 m, altura igual a 0.50 m y taludes laterales 1V:0.6 H, como muestra la figura, tomada de la Referencia 4.28.



Se proyecta a 4.0 m del chaflán de corte, por lo que su pendiente se incrementa entre 7.30% y un valor máximo de 84.13%.

Solución

1) Cálculo del caudal de diseño

El caudal corresponde al proveniente del área aferente de la ladera para $C=0.40$, $i=172$ mm/hora (4.778×10^{-5} m/s) y $A=0.12$ Ha ($1,200$ m²):

$$Q = C \times I \times A = 0.40 \times (4.778 \times 10^{-5}) \times 1,200 = 0.0229 \text{ m}^3/\text{s} = 22.9 \text{ l/s}$$

2) Diseño de la zanja

Aplicando la ecuación de Manning para las pendientes extremas se obtienen los siguientes variables de funcionamiento hidráulico para la zanja:

Pendiente: 7.30% Profundidad del flujo=0.036 m
 Velocidad media=1.50 m/s

Pendiente: 84.13% Profundidad del flujo=0.017 m
 Velocidad media=3.24 m/s

Considerando los bajos valores de las láminas de agua, la altura de la zanja se puede reducir a 0.30 m.

Para las zonas con pendientes superiores al 20% es necesario anclar la estructura o aún más conveniente el empleo de estructuras tipo rápida lisa (canal con pantallas deflectoras) o rápida escalonada.

La disposición final de las aguas transportadas por la zanja de coronación se realiza directamente a la corriente, empleando un empedrado.

4.4. ALCANTARILLAS

Una alcantarilla es un conducto relativamente corto a través del cual se cruza el agua bajo la vía de un costado a otro. Incluye, por lo tanto, conductos con cualquier sección geométrica: circulares y alcantarillas de cajón principalmente.

El diseño de la alcantarilla consiste en determinar el diámetro más económico que permita pasar el caudal de diseño sin exceder la carga máxima a la entrada¹² (Hw) atendiendo también criterios de arrastre de sedimentos y de facilidad de mantenimiento.

4.4.1. Localización

Las alcantarillas están compuestas por las estructuras de entrada y salida, el conducto o tubería de cruce propiamente dicho y las obras complementarias de encoles y descoles que conducen el agua hacia o desde la alcantarilla, respectivamente.

¹²La carga a la entrada (Hw) corresponde a la profundidad del agua, medida desde la batea, aguas arriba de la alcantarilla. Estrictamente hablando, debe incluir la cabeza de velocidad a la entrada, pero si se asume una velocidad de aproximación muy baja, este término se puede despreciar. Por facilidad de comparación con valores de rasantes, cotas claves, etc., es recomendable expresar esta altura como cota o nivel, más que como una profundidad relativa a la batea de entrada

Se proyectan en los cruces de corrientes, para desaguar pocetas o cajas colectoras de cunetas, filtros o zanjas de coronación, en los puntos bajos¹³ cuando el drenaje confluye hacia la vía y en los terraplenes proyectados en planicies inundables para permitir el paso de las aguas, evitando que el terraplén actúe como dique.

Con respecto al eje de la vía, las alcantarillas pueden ser preferiblemente normales aunque pueden presentar un ángulo de sesgo o esviaje cuando se trata de cruces de corrientes en los cuales se conserva la dirección del drenaje natural o corriente (ver Figura 4.14). En los casos en que no se puede mantener el patrón de drenaje natural o resulte muy larga la estructura, es necesario proyectar la alcantarilla normal al eje de la vía o con un menor sesgo y construir las obras adicionales necesarias, tales como canales, que aseguren la entrega y la continuidad de la corriente intersectada por la vía.

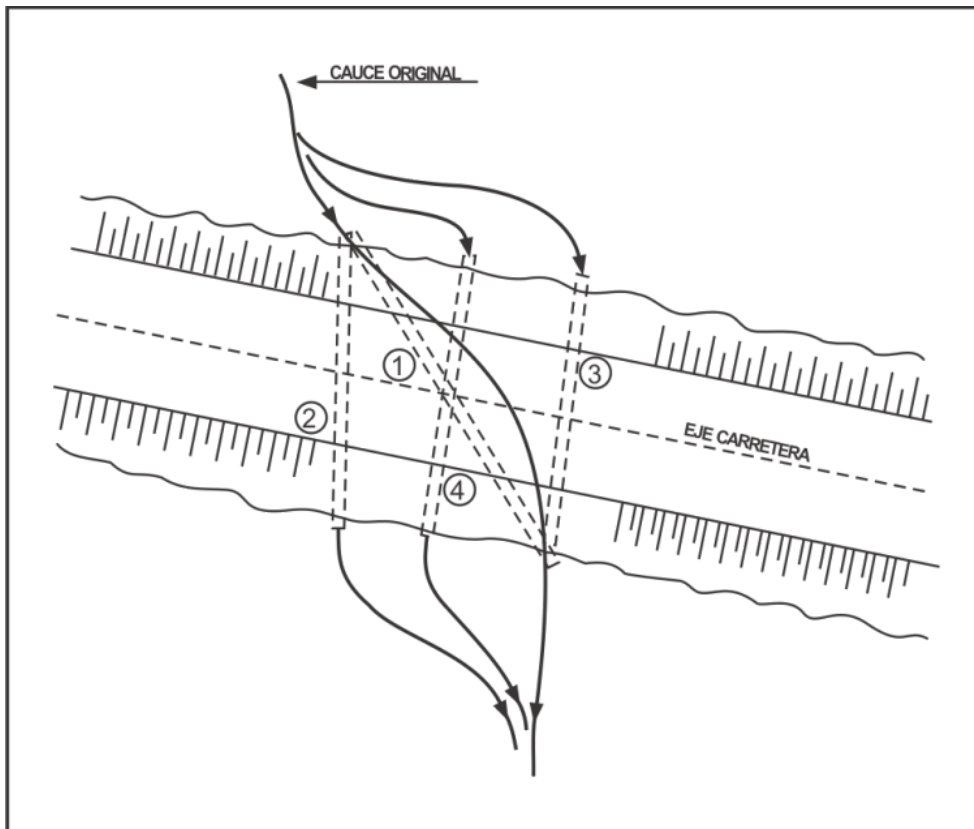


Figura 4.14. - Alternativas para localización en planta de alcantarillas
(Referencia 4.19)

¹³El diseño geométrico de la vía debe evitar puntos bajos en zonas de cajón, donde el desagüe de las cunetas implica grandes cortes para proyectar los descoles de las alcantarillas

En cuanto a su alineamiento vertical, en general las alcantarillas deben conservar la pendiente de la corriente o del terreno natural, pero si ésta es muy fuerte, se podrá disminuir siguiendo los criterios expresados en el numeral 4.4.6.3, considerando nuevamente las obras necesarias en la salida para asegurar la continuidad y la entrega adecuada de las aguas. Asimismo, las alcantarillas se deben proyectar con una pendiente mínima que garantice su autolimpieza.

4.4.2. Caudal de diseño

El caudal de diseño de la alcantarilla es el caudal que debe transportar la estructura. Así, cuando la alcantarilla se requiere en el cruce de una quebrada, el caudal de diseño se obtendrá aplicando las metodologías descritas en el Capítulo 2 (método racional, etc.). En el caso de alcantarillas que reciben cunetas, subdrenajes o bajantes, el caudal de diseño corresponde a los caudales captados por las estructuras aferentes.

Cuando se proyecta una batería de conductos iguales (igual diámetro, cota y pendiente), se puede asumir que el flujo o caudal se repartirá uniformemente entre las tuberías. Así, por ejemplo, si se proyectan dos tuberías, el caudal circulante por cada una de ellas será la mitad del caudal total de diseño.

4.4.3. Estructuras de entrada

4.4.3.1. Pocetas o cajas colectoras

Este tipo de estructura, así como su diseño, se describen en el numeral 4.2.5.1.

4.4.3.2. Aletas, cabezotes y soleras

Los muros de cabecera o cabezotes y de aletas retienen el material del terraplén, protegiéndolo de la erosión y acortando la longitud de la alcantarilla, además de dar estabilidad al extremo de la tubería al actuar como contrapeso ante posibles fuerzas de subpresión. Las aletas ayudan a guiar el flujo hacia la alcantarilla, mejorando su desempeño hidráulico. Su orientación y su longitud se proyectan para asegurar la entrada del flujo al conducto. Atendiendo al criterio hidráulico, un ángulo de 45° es ideal para las aletas (Referencia 4.19), pero se podrá modificar para las condiciones específicas en cada caso.

Las placas de solera protegen la tubería contra la erosión, facilitan la entrada de agua al conducto y contrarrestan las fuerzas de subpresión.

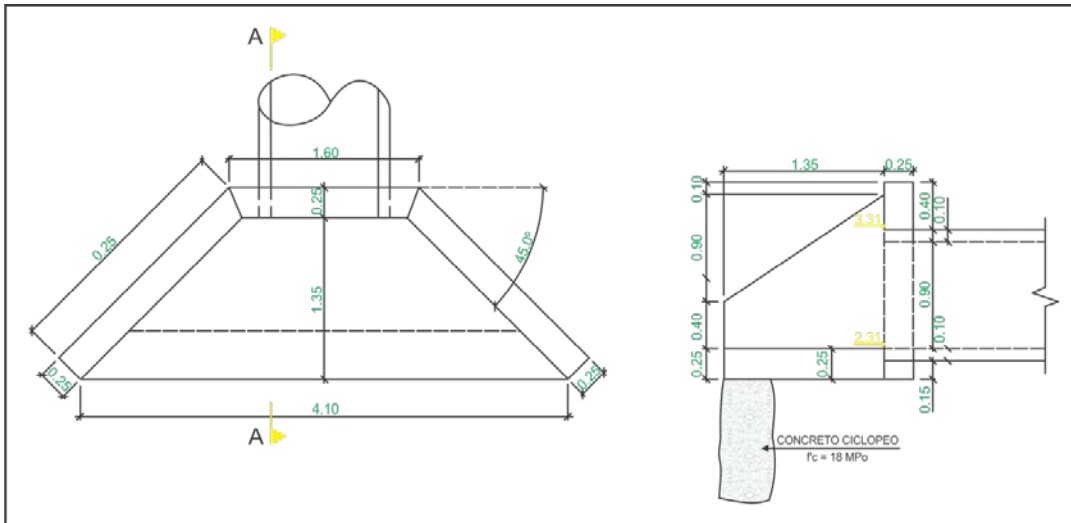


Figura 4.15. - Elementos típicos de estructura terminal en alcantarillas: cabezote, aletas, solera y dentellón

4.4.3.3. Obras complementarias: canales y escalones

En función de los niveles de la corriente interceptada con respecto a la vía, se pueden requerir obras complementarias tales como canales o rápidas lisas o escalonadas que conduzcan el agua adecuadamente hasta la entrada de la alcantarilla. Así, por ejemplo, en los cortes de gran magnitud en que la vía está localizada muy por debajo del terreno natural, es necesario emplear rápidas escalonadas para conectar la corriente existente en la parte superior con la alcantarilla que cruza bajo la vía, mientras que si la diferencia de nivel no es tan alta, se puede emplear un canal. El diseño de ambos tipos de estructuras (canales y rápidas) es tratado en el numeral 4.6.

4.4.4. Estructuras de salida

Las estructuras de salida son transiciones entre la alcantarilla y la corriente receptora y, por lo tanto, sus criterios de diseño también se basan en el hecho de no alterar drásticamente los patrones de flujo del cuerpo de agua receptor (en cuanto a caudal y velocidad) y en no generar problemas de socavación.

4.4.4.1. Aletas, cabezotes y soleras

Como se expresó para las estructuras de entrada, las aletas cabezotes y soleras de salida cumplen una función hidráulica direccionando el flujo y disminuyendo la velocidad de salida, así como una función estructural conteniendo el terraplén y dándole estabilidad a la tubería.

4.4.4.2. En muros

En las vías que a lo largo de grandes longitudes se desarrollan en una sección en cajón, se dificulta el desagüe de las alcantarillas con poceta o caja colectora a la entrada, pues se requieren grandes cortes y obras para atravesar el canal de salida o descole a través del terreno adyacente, obras que si son necesarias se deben realizar. Sin embargo, resulta conveniente analizar la posibilidad de localizar las alcantarillas en aquellos tramos cortos donde se interrumpe la sección en cajón y se presenta una sección a media ladera con muro lateral para sostener la banca. En estos casos, la alcantarilla atraviesa el muro y entrega libremente formando un chorro sin control que origina problemas de socavación en el pie del muro. Este problema se deberá resolver construyendo las obras apropiadas para ello.

4.4.4.3. Obras complementarias: canales y rápidas lisas o escalonadas

Al igual que en las estructuras de entrada, a la salida de las alcantarillas se pueden requerir estructuras adicionales como canales o rápidas que aseguren una adecuada entrega a la corriente o al terreno natural.

4.4.5. Diseño del conducto de la alcantarilla

4.4.5.1. Funcionamiento hidráulico

El flujo en una alcantarilla es usualmente no uniforme, presentando zonas con flujo gradualmente variado y zonas con flujo rápidamente variado, por lo que su análisis teórico es complejo (Referencia 4.9) y se ha desarrollado con ayuda de experimentación en laboratorio. De acuerdo al punto donde se encuentre la sección de control en la alcantarilla, el flujo puede ser con control a la entrada o con control a la salida y dependiendo de la sumergencia o no de los extremos del conducto y la condición de flujo (a tubo lleno o parcialmente lleno), se presentan diferentes tipos de flujo, los cuales han sido clasificados por diferentes autores como Bodhaine (ver Referencias 4.13 y 4.33), Henderson (ver Referencia 4.5) y Norman (ver Referencia 4.9).

Siendo el documento de la referencia 4.9 el de más amplia difusión y aceptación a nivel internacional, es la metodología que se expone en este manual, la cual se presenta de acuerdo con la forma numérica en que la incorpora el programa HY8 (Referencia 4.8), software de adquisición y utilización gratuitas.

Las condiciones de flujo analizadas en esta publicación se muestran en la Figura 4.16.

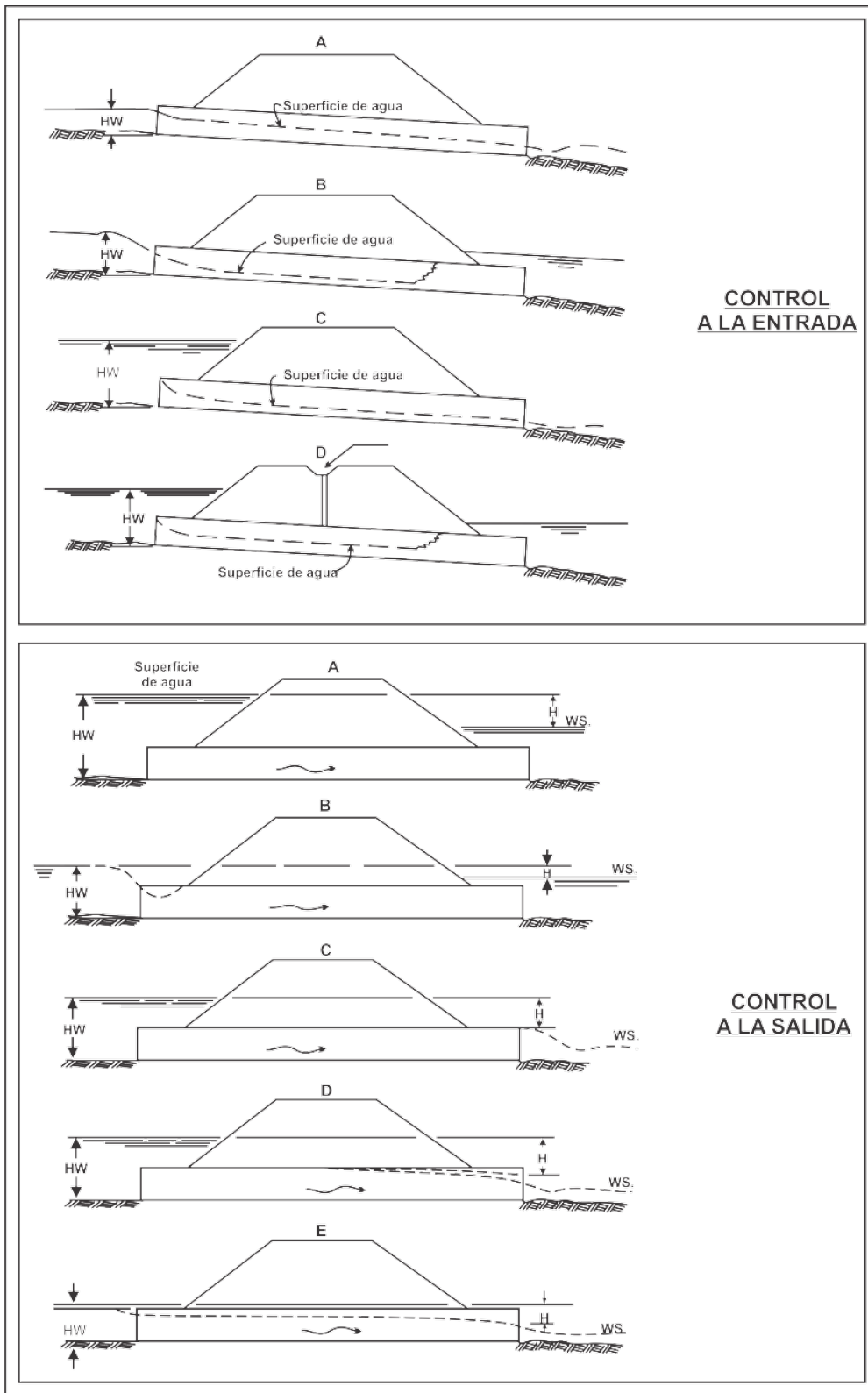


Figura 4.16. - Condiciones de flujo en alcantarillas (Referencia 4.9)

Para el diseño, la condición ideal de flujo corresponde al caso A con control a la entrada, en el cual no existe sumergencia ni a la entrada ni a la salida; la altura crítica se encuentra en la entrada, siendo el flujo a superficie libre de tipo supercrítico, aproximándose a la altura normal en la salida de la alcantarilla.

Sin embargo, en los casos en que las condiciones específicas de la obra (topografía, niveles de agua en la salida) no permiten la obtención de este tipo de flujo o cuando se revisan alcantarillas existentes, es necesario estudiar todos los posibles casos de flujo bajo los cuales funciona la estructura, cuyo análisis se presenta brevemente a continuación, invitando al lector a consultar la Referencia 4.9 para profundizar en el tema.

4.4.5.1.1. Flujo con control a la entrada

En esta condición, el flujo sufre una contracción severa en la entrada, por lo que la capacidad de la tubería es mayor que la capacidad de la estructura de entrada, siendo las características de la entrada (tipo y forma) y no las de la tubería (sección, rugosidad, área, longitud, pendiente) las que determinan la capacidad de la alcantarilla. La alcantarilla se comporta como un vertedero si no existe sumergencia¹⁴ en la entrada y como un orificio si se presenta sumergencia, existiendo una zona de transición pobremente definida entre ambos tipos de comportamiento, por lo que se emplean ecuaciones de regresión.

El funcionamiento de la alcantarilla se describe con las siguientes ecuaciones:

RANGO	ECUACIÓN	OBSERVACIONES
$\frac{H_{wi}}{D} < \frac{1}{2}$	$H_{wi} = d_c + (1 + K_e) \frac{V_c^2}{2g}$ [4.22]	Ecuación de mínima energía de canales abiertos
	Si $Q < 0.15 * Q_{0.5}$ $H_{wi} = d_c + (1 + C_{vh}) \frac{V_{corr}^2}{2g}$ [4.23]	Ecuación de mínima energía asumiendo un canal muy ancho
$\frac{1}{2} \leq \frac{H_{wi}}{D} \leq 3.0$	$\frac{H_{wi}}{D} = a + (bzF) + c(zF)^2 + d(zF)^3 + e(zF)^4 + f(zF)^5 - 0.5S$ [4.24]	Ecuación de regresión
$\frac{H_{wi}}{D} > 3.0$	$H_{wi} = \left(\frac{Q}{k}\right)^2 + 0.5 D$ [4.25]	Ecuación de orificio

¹⁴ Hw es la carga a la entrada y D el diámetro o altura de la estructura. Las condiciones de sumergencia se presentan para valores de Hw/D mayores al rango 1.20 – 1.50, el cual ha sido establecido de forma experimental

- Donde: Hwi: Carga a la entrada, en metros (m).
- D: Diámetro, altura o flecha de la alcantarilla, en metros (m).
- d_c : Profundidad crítica, en metros (m).
- K_e : Coeficiente de pérdidas en la entrada

$$K_e = \frac{(0.5D - d_c)2g}{\frac{Q_{0.5}^2}{A_c^2}} - 1 \quad [4.26]$$

- Donde: Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
- $Q_{0.5}$: Caudal correspondiente a un valor de $H_w=0.5D$, en metros cúbicos por segundo (m^3/s) (calculado con la ecuación de regresión para su límite inferior)
- A_c : Área de la sección transversal con el caudal crítico, en metros cuadrados (m^2).
- V_c : Velocidad a la profundidad crítica, en metros por segundo (m/s).
- g: Aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).
- C_{vh} : Coeficiente de la cabeza de velocidad, calculado como:

$$C_{vh} = \frac{1 - Q_{frac}}{1 + \left[\frac{V^2}{2g} Q_{frac} \right]} \quad [4.27]$$

$$Q_{frac} = \frac{0.15 Q_{0.5} - Q}{0.15 Q_{0.5}} \quad [4.28]$$

- Donde: V: Velocidad media, en metros por segundo (m/s).
- V_{corr} : Velocidad corregida, en metros por segundo (m/s).

$$\frac{V_{\text{corr}}^2}{2g} = [Q_{\text{frac}} 0.5 d_c] + \left[\frac{V^2}{2g} C_{\text{vh}} \right] \quad [4.29]$$

- Donde: a,b,c,d,e,f: Coeficientes de regresión para cada tipo de alcantarilla.
- F: $Q/D^{2.5}$ para alcantarillas circulares y $Q/(BD^{1.5})$ para alcantarillas de cajón o arco.
- B: Luz de la alcantarilla, en metros (m) (para alcantarillas circulares B=D).
- S: Pendiente del conducto de la alcantarilla, en metros por metro (m/m).
- Z: Factor de conversión a unidades métricas, $z=1.81130889$
- K: Coeficiente basado en el caudal y la altura o flecha de la alcantarilla.

$$k = \frac{Q_{3.0}}{\sqrt{2.5D}} \quad [4.30]$$

- Donde: $Q_{3.0}$: Caudal correspondiente a un valor de $H_w=3.0D$, en metros cúbicos por segundo (m^3/s) (calculado con la ecuación de regresión para su límite superior).

Los coeficientes de regresión para los conductos y tipos de entrada más empleados en Colombia, se presentan a continuación:

Tabla 4.3. - Coeficientes de regresión de la ecuación 4.24 (Referencia 4.9)

DESCRIPCIÓN SEGÚN TIPO DE OBRA	CÓDIGO	a	b	c	d	e	f
Alcantarilla circular de concreto, aristas vivas, cabezote, aletas $30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$	1	0.087483	0.706578	-0.2533	0.0667	-0.00662	0.000251
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, cabezote, aletas $30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$	2	0.114099	0.653562	-0.2336	0.059772	-0.00616	0.000243
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, tubo prolongado (sin cabezote ni aletas)	3	0.108786	0.662381	-0.2338	0.057959	-0.00558	0.000205
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, cabezote, aletas $30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$	7	0.072493	0.507087	-0.11747	0.02217	-0.00149	0.000038
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, cabezote, aletas con $\beta = 15^\circ$ ó 90°	8	0.122117	0.505435	-0.10856	0.020781	-0.00137	0.0000346
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, cabezote, aletas con $\beta = 0^\circ$	9	0.144138	0.461363	-0.09215	0.020003	-0.00136	0.000036
Alcantarilla de cajón, aristas biseladas, cabezote, aletas con 45°	10	0.156609	0.398935	-0.06404	0.011201	-0.00064	0.000015

Las anteriores ecuaciones se encuentran resueltas de manera gráfica en un rango de $H_w/D > 0.3$ en los nomogramas incluidos en la Referencia 4.9, los cuales han sido convertidos a unidades métricas y se presentan a continuación¹⁵:

TIPO DE OBRA	SOLUCIÓN GRÁFICA (Ábacos) LAMINA ESCALA He/D	SOLUCIÓN ANALÍTICA CÓDIGO	TIPO DE ARISTA	DUCTO PROLONGADO SIN MURO FRONTAL	DUCTO CORTADO A BISEL CON O SIN REV.TALUD	CABEZOTE α°	CON O SIN ALETAS β°
Tubo circular de concreto prefabricado	Figura 4.18 (1)	1	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$
	Figura 4.18 (2)	2	Ranurada*	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$
	Figura 4.18 (3)	3	Ranurada*	SI	-	No	Sin muro ni aletas
Alcantarilla de cajón de concreto construido en sitio.	Figura 4.19 (1)	7	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$
	Figura 4.19 (2)	8	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$\beta = 15^\circ \text{ ó } 90^\circ$
	Figura 4.19 (3)	9	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$\beta = 0^\circ$
	Figura 4.19 (4)	10	Biselada	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$\beta = 45^\circ$

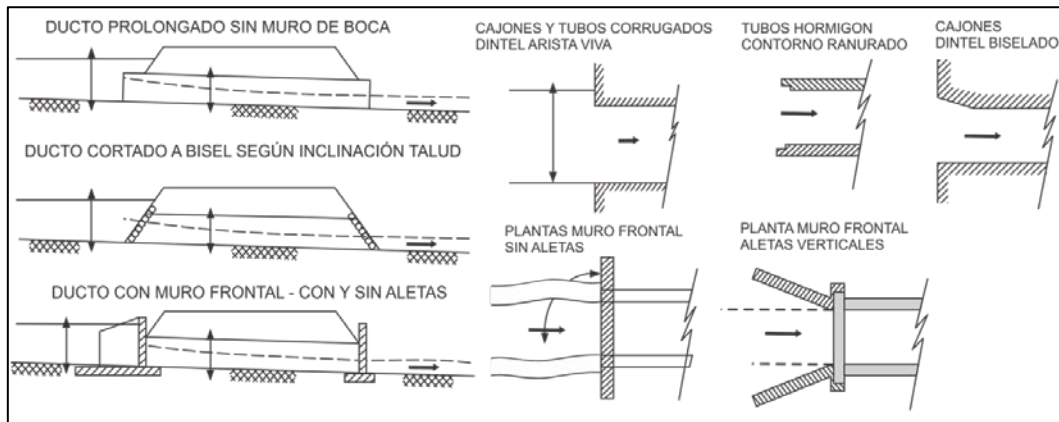


Figura 4.17. - Clasificación de alcantarillas según condiciones de entrada para cálculo de H_w con control a la entrada (Referencia 4.19)

¹⁵Estos nomogramas fueron elaborados para una pendiente de la alcantarilla (S) de 2%.

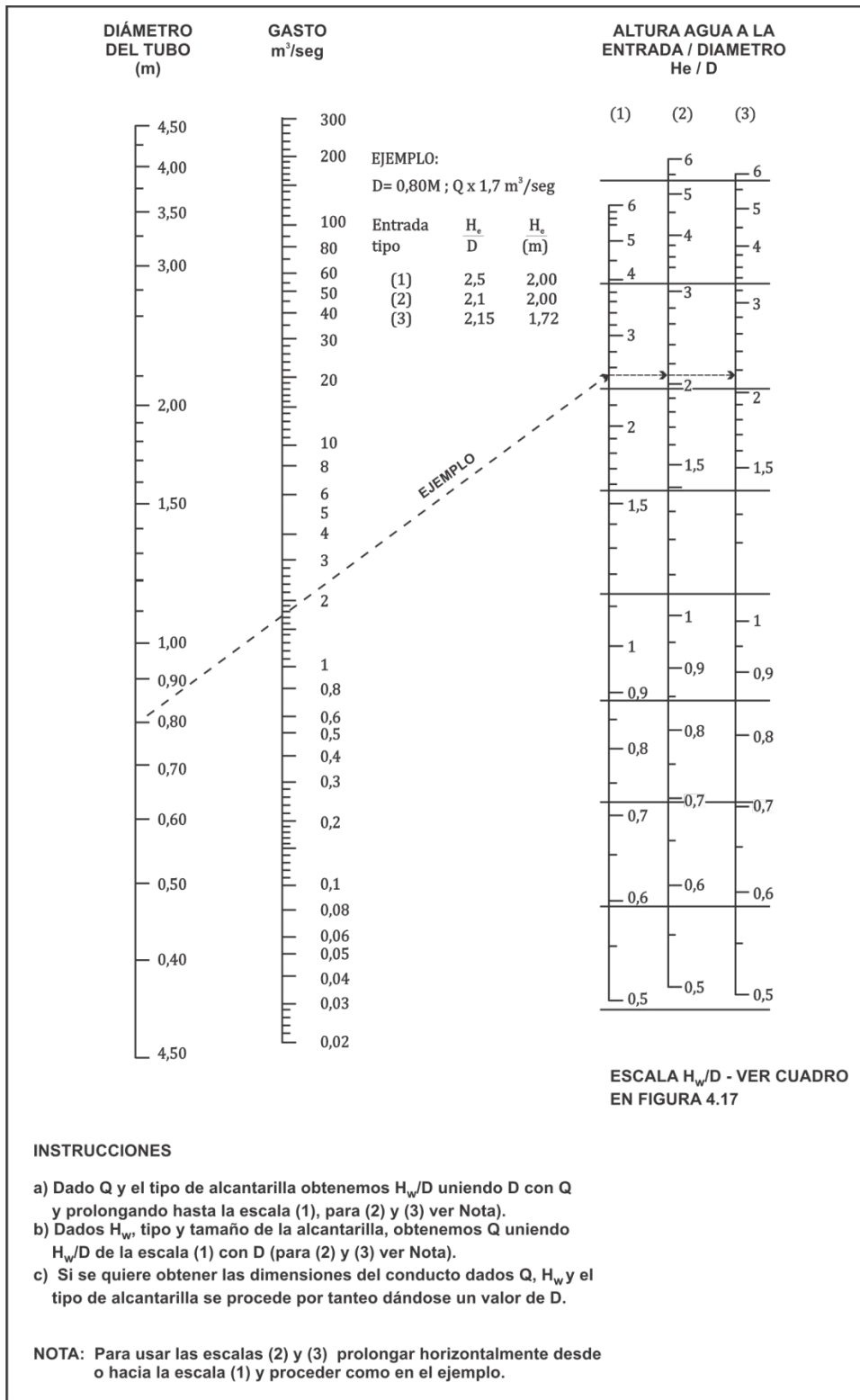


Figura 4.18. - Alcantarillas circulares de concreto con control a la entrada (Referencia 4.19)

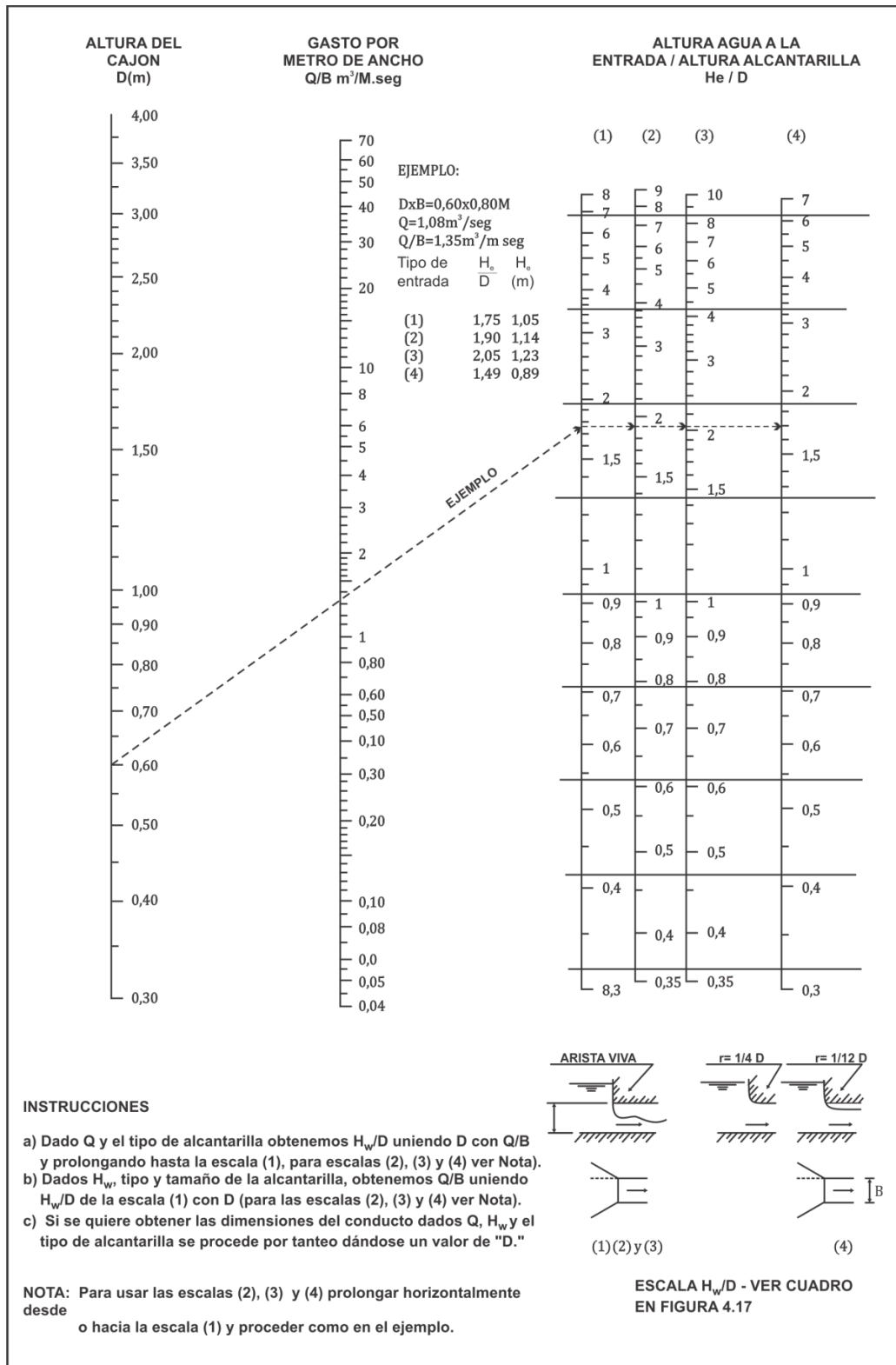


Figura 4.19. - Alcantarilla de cajón de concreto con control a la entrada (Referencia 4.19)

4.4.5.1.2. Flujo con control a la salida

Para esta condición, la capacidad de la tubería es inferior a la de la estructura de entrada, por lo que las características del conducto determinan la capacidad de la alcantarilla.

La carga a la entrada (H_w) se obtiene calculando la curva de remanso a través de la tubería, asumiendo flujo gradualmente variado y partiendo de una condición de control o lámina de agua en la salida igual al valor máximo entre la profundidad crítica en la tubería (d_c) y la profundidad del agua en el canal de salida (TW). Cuando $H_w/D \geq 0.75$, es posible evitar el cálculo del perfil de flujo y emplear los resultados obtenidos por Norman et al., los cuales son presentados en la Referencia 4.9.

La ecuación para obtener de la carga en la entrada (H_w), expresada como profundidad, es¹⁶:

$$H_w = h_o + H_f + H_e + H_s - L \times S_o \quad [4.31]$$

Donde: h_o : Profundidad del agua en la salida con respecto a la cota de batea de la alcantarilla en la salida, en metros (m).

Como una aproximación, el valor h_o está dado por la siguiente expresión:

$$h_o = \max \left[TW, \frac{D + d_c}{2} \right] \quad [4.32]$$

Donde: TW : Profundidad del agua en el canal de salida, en metros (m) (se obtiene con la ecuación de Manning aplicada al canal de salida o a partir de un análisis de flujo gradualmente variado).

D : Diámetro, altura o flecha de la alcantarilla, en metros (m).

d_c : Profundidad crítica, en metros (m).

H_f : Pérdida por fricción o energía requerida para vencer la rugosidad de la alcantarilla, en metros (m).

El valor H_f se calcula de la manera que se muestra en la Tabla 4.4.

¹⁶Dentro de esta expresión, de presentarse, se pueden incluir otro tipo de pérdidas, como curvas (si la alcantarilla es curva) o por uniones con otra alcantarilla afluente. Estos casos no son usuales en drenaje vial, pero se pueden presentar en zonas de grandes terraplenes.

Tabla 4.4. - Expresiones para el cálculo de las pérdidas por fricción

TIPO DE FLUJO	ECUACIÓN	OBSERVACIONES
A tubo lleno	$H_f = L \left[\frac{Q n}{A R_h^{0.67}} \right]^2$ [4.33]	Ecuación de Manning
Como canal abierto	$H_f = \sum \delta H_f = \sum (S_f \delta L)$ [4.34]	Método del paso estándar
Parcialmente lleno	Combinación de las ecuaciones [4.33] y [4.34]	Combinación de ecuaciones

- Donde:
- Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/s).
 - n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
 - A: Área mojada, en metros cuadrados (m²).
 - R_h: Radio hidráulico, en metros (m).
 - L: Longitud del conducto conteniendo el flujo a tubo lleno, en metros (m).
 - S_f: Pendiente de fricción, en metros por metro (m/m).
 - S₀: Pendiente de la alcantarilla, en metros por metro (m/m).
 - δL: Cambio incremental en la longitud, en metros (m).
 - H_e: Pérdida a la entrada, en metros (m).

H_e depende de la forma de la alcantarilla y de la geometría de los bordes de la entrada y se expresa como un coeficiente K_e veces la cabeza de velocidad en la entrada de la alcantarilla:

$$H_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad [4.35]$$

Valores del coeficiente de pérdidas a la entrada K_e se presentan en la Tabla 4.5

Tabla 4.5. - Coeficiente de pérdidas a la entrada (Referencia 4.19)

TIPO DE ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS DE LA ENTRADA	K_e
1. Tubos de hormigón Conducto prolongado fuera del terraplén -arista ranurada -arista viva Con muro de cabecera con o sin aletas -arista ranurada -arista viva -arista redondeada ($r=1/12 D$) -arista biselada	0.2 0.5 0.2 0.5 0.2 0.2
2. Tubos circulares de metal corrugado Conducto prolongado fuera del terraplén -sin muro de cabecera -con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo sin o con aletas y aristas vivas -con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo con o sin muro de aristas biseladas	0.9 0.5 0.25
3. Alcantarillas de cajón en concreto reforzado con muro de cabecera paralelo al terraplén: -sin aletas, y bordes de aristas vivas -bordes aristas redondeadas ($r=1/12 D$) o biseladas Con aletas formando ángulos entre 30° y 75° con el eje del conducto: -bordes de aristas vivas -bordes del dintel con aristas redondeadas ($r=1/12 D$) o biseladas -con aletas formando ángulos entre 10° y 25° con el eje del conducto, y aristas vivas. -con muros de ala paralelos y aristas vivas en el dintel -con muros de ala alabeados y aristas redondeadas ($r=1/4 D$) en el dintel.	0.5 0.2 0.4 0.2 0.5 0.7 0.2

$$H_s = 1.0 \frac{V^2}{2g} \quad [4.36]$$

Donde: H_s : Pérdida a la salida, en metros (m).

V : Velocidad media del flujo en la salida de la alcantarilla, en metros por segundo (m/s).

La suma de las pérdidas $H_f + H_e + H_s$ para la condición de tubo lleno se encuentra dentro de los nomogramas de la Referencia 4.9, pero no se incluyen por tratarse de cálculos de ejecución directa.

4.4.5.2. Alcantarillas para desagüe de cunetas, filtros y zanjas de coronación

Estas alcantarillas, en las cuales los caudales son bajos y la estructura de entrada es una poceta o caja que colecta las aguas provenientes de cunetas, filtros o bajantes, se diseñan como un canal (Ver numeral 4.6.1) con una pendiente tal que la velocidad se encuentre entre la mínima y la máxima permisibles.

El diámetro mínimo de todas las alcantarillas, incluyendo las alcantarillas de alivio de cunetas, es de 0.90 m.

4.4.5.3. Alcantarillas para cruce de corrientes

El diseño hidráulico de este tipo de alcantarillas se realizará analizando su funcionamiento bajo control a la entrada y bajo control a la salida, tomando el mayor valor resultante para la carga en la entrada H_w . Este valor de H_w deberá ser igual o inferior a 1.20 veces la altura o diámetro de la alcantarilla, valor máximo hasta el cual el conducto funciona a flujo libre.

4.4.5.4. Alcantarillas a presión

Este tipo de funcionamiento de las alcantarillas sólo es permitido en zonas muy planas e inundables, cenagosas o costeras, en las cuales se producen almacenamientos de agua durante largos períodos con una generalización de niveles altos del agua. Estas alcantarillas son analizadas considerando la condición de control a la salida, permitiendo que la carga en la entrada (H_w) rebase la altura de la alcantarilla, pero sin llegar nunca a rebosar sobre la vía. Las estructuras del terraplén y del pavimento deben estar diseñadas considerando esta situación.

4.4.6. Criterios de diseño

4.4.6.1. Hidráulicos: carga a la entrada y velocidades en el conducto y descole del agua

Por principio, las alcantarillas deben ser diseñadas con un nivel de agua a la entrada inferior a 1.20 veces la altura de la alcantarilla, pues se debe evitar el contacto de la estructura de pavimento con el agua, así como la afectación de las propiedades aguas arriba, además de proveerse un margen para el paso de material flotante y basuras. Así, en general y salvo las condiciones anotadas anteriormente (alcantarillas a presión), no es permitido el funcionamiento de las alcantarillas como orificio, evitando totalmente los desbordamientos sobre la vía.

La concentración de caudal en las alcantarillas con respecto al drenaje natural resulta, por lo general, en un incremento de las velocidades en el descole, por lo que estas velocidades también deben ser calculadas para determinar la necesidad de protección contra la erosión

4.4.6.2. Arrastre de sedimentos

En las zonas en las cuales el arrastre de sedimentos por parte de la corriente es muy alto o las pendientes son muy altas e inestables y existen desprendimientos de detritos y rocas de gran tamaño, existen diferentes criterios para dimensionar las alcantarillas. El primero, consiste en proyectar una estructura de mayor tamaño a los requerimientos hidráulicos, que permita el paso de los materiales de arrastre; el segundo consiste en construir en la corriente o quebrada, aguas arriba de la estructura, una obra de retención del material de arrastre y el tercero consiste en reemplazar la alcantarilla por un pontón de gálibo suficiente para el paso del material. La selección de una de estas alternativas se debe realizar a partir de las soluciones factibles para el caso específico y de un análisis de sus costos.

Por otra parte, si por capacidad hidráulica se proyecta más de un conducto de forma paralela, se debe considerar el problema que se origina en los tabiques de separación de los conductos¹⁷, pues en esta zona se acumulan sedimentos que pueden disminuir la capacidad hidráulica de la alcantarilla. Para reducir este problema, se pueden instalar los conductos a diferente altura, de manera que se concentren el flujo y los sedimentos por el conducto más bajo, dejando el otro conducto menos expuesto a la acumulación de sedimentos y basuras (Referencia 4.9).

Estas estructuras múltiples son recomendables, entonces, cuando el arrastre de sedimentos es bajo y no se deben emplear si los materiales de arrastre son bolos o cantos rodados.

4.4.6.3. Pendiente del conducto o tubería

La pendiente hidráulica de las alcantarillas se debe encontrar, en lo posible, entre 0.5% y 5%¹⁸, pudiendo alcanzar valores tales que no produzcan velocidades superiores a la admisible de acuerdo al material del conducto o que comprometan la estabilidad de la obra. Como recomendación, es

¹⁷La separación de tubos entre caras externas en colocaciones múltiples deberá ser de medio diámetro, con un valor mínimo de 0.60 m (numeral 661.4.3 de la especificación INVIAS 661) y máximo de 1.0 m, para permitir la compactación del material de relleno (Referencia 4.19).

¹⁸ La pendiente usual en alcantarillas es 2%.

necesario anclar la tubería mediante dentellones a partir de una pendiente de 20% (Referencia 4.19).

Para pendientes superiores a la máxima permisible de acuerdo al criterio de velocidad, la alcantarilla se deberá proyectar como una estructura disipadora ya sea con un fondo liso y estructura de disipación o con un fondo escalonado.

La selección de estas últimas alternativas debe ser analizada desde los puntos de vista constructivo y de costos y comparada con la proyección de pontones, obras en que la pendiente de la corriente no es modificada.

4.4.6.4. Recubrimiento y longitud del conducto

En la determinación de la sección transversal de una alcantarilla entran en consideración factores de recubrimiento y de mantenimiento. Para tuberías, el recubrimiento mínimo recomendado a clave es de 1.0 m, profundidad que sumada al diámetro mínimo de 0.90 m, implica una altura de descole o terraplén de cuando menos 2.0 m, profundidad difícil de alcanzar en zonas de terraplenes bajos o de topografías planas. En estos casos, el empleo de alcantarillas de cajón, con bajos recubrimientos, resulta más conveniente.

De igual manera, en conductos de gran longitud, como aquéllos que se presentan bajo terraplenes de gran altura o gran ángulo de sesgo, la tubería de diámetro 0.90 m resulta complicada en su mantenimiento, requiriéndose una estructura que permita la entrada de personas y equipos, por lo cual se recomienda una altura mínima de 2.0 m.

4.4.7. Socavación en alcantarillas

Durante las crecientes, en las entradas y salidas de las alcantarillas se producen vórtices y remolinos que erosionan y socavan el talud o el terreno bajo la alcantarilla, por lo que en las placas de solera, tanto de la entrada como de la salida, es necesario proyectar dentellones en los extremos. Los cálculos de esta socavación se presentan en el Capítulo 6 de este Manual.

4.4.8. Modelación hidráulica: software HY8

4.4.8.1. Descripción

El HY8 es una colección de programas desarrollada por la FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA) para ayudar en el análisis y el diseño de alcantarillas. Se compone de cuatro módulos: uno de análisis de alcantarillas; dos módulos de generación y tránsito de hidrogramas y un cuarto módulo para el diseño de estructuras de disipación de energía.

4.4.8.2. Capacidades

El módulo de análisis de alcantarillas, que es el que interesa para los propósitos de este manual, se desarrolla de acuerdo con la publicación HDS 5 (Referencia 4.9), incluyendo el análisis de alcantarillas con control a la entrada y a la salida anteriormente explicado¹⁹ y, adicionalmente, modela desbordamiento o flujo sobre la vía.

Este programa permite revisar el funcionamiento hidráulico de alcantarillas con secciones circulares, rectangulares, elípticas, en arco o definidas por el usuario. El programa puede modelar un sistema de hasta 6 diferentes conductos paralelos, teniendo cada uno diferente número de tuberías²⁰, secciones transversales, cotas, pendientes y longitudes. El programa también modela el canal de salida, tomando una sección regular o irregular, a partir de la cual calcula el valor de TW asumiendo flujo uniforme.

Por último, el programa es capaz de generar informes de los análisis hidráulicos ejecutados.

- Datos de entrada
 - De caudales: caudal mínimo, de diseño y máximo, con los cuales elabora una curva de calibración de la alcantarilla (Hw. vs. Q).
 - Del descole: sección, pendiente, rugosidad, cota en la alcantarilla.
 - De la vía: perfil de la vía, longitud, ancho y cota del tramo de vía susceptible de funcionar como vertedero, tipo de superficie (grava, pavimento, otra).
 - De la alcantarilla: sección, longitud, rugosidad, número de tubos o celdas, tipo y condiciones de entrada, cotas batea entrada y salida.

- Requerimientos computacionales

El programa está desarrollado en C++ y presenta una interfaz gráfica de usuario en Windows, sistema operativo con el cual es totalmente compatible.

¹⁹ Se debe recordar que para control a la salida, los cálculos son aceptables para valores de $Hw/D \geq 0.75$, por lo que los cálculos arrojados por el programa para control a la salida y valores de $Hw/D < 0.75$ no son exactos y se debe calcular un perfil de flujo.

²⁰ En este sentido, cuando las tuberías tienen iguales características de sección, longitud, cotas y condiciones de entrada y salida, corresponden a un solo tipo de conducto.

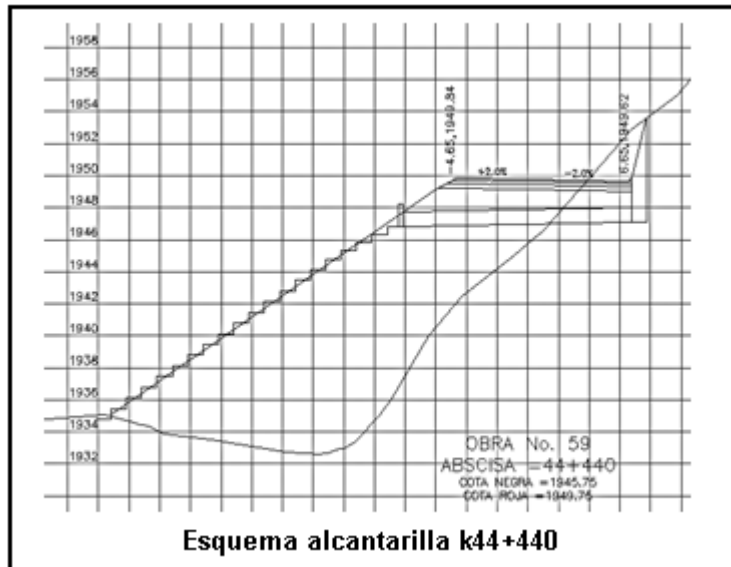
a) Obtención

Este programa es de libre utilización y se puede descargar de la siguiente URL:

<http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/software/hy8/agree72.cfm>

Ejemplo

Una cuneta transporta un caudal de 200 l/s, para lo cual es necesario proyectar una alcantarilla en la abscisa K44+440. Verificar el funcionamiento de la alcantarilla.



Solución

Se selecciona una alcantarilla con un diámetro igual al mínimo exigido de 0.90 m, con una pendiente del 2%. Para una tubería de concreto, con un coeficiente de rugosidad $n=0.014$, el funcionamiento hidráulico es el siguiente:

- Profundidad del flujo = 0.18 m
- Velocidad del flujo = 2.27 m/s
- Número de Froude = 4.09 (supercrítico)

La velocidad de flujo se encuentra dentro del intervalo entre la mínima de 0.60 m/s y la máxima de 6.0 m/s para la tubería. El número de Froude indica un flujo supercrítico con control a la entrada, situación deseable para el funcionamiento de la alcantarilla.

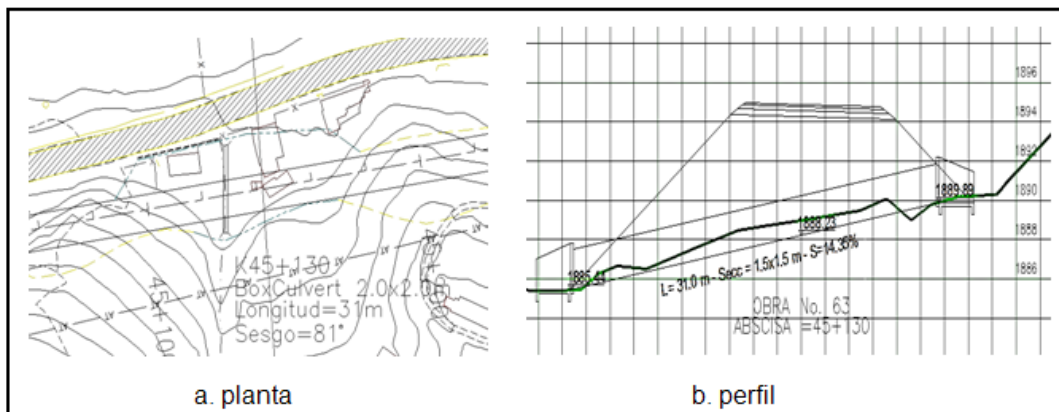
Como se observa en el esquema de la figura, la salida de la alcantarilla se realiza sobre el talud del terraplén, lo que origina problemas de erosión en el mismo, siendo necesario proyectar una estructura de escalones para asegurar la adecuada disposición de las aguas.

Ejemplo

Se requiere diseñar el cruce de una corriente de agua localizada en el K45+130. Esta corriente tiene un caudal de $3.11 \text{ m}^3/\text{s}$ para un período de retorno de 20 años, una pendiente aguas abajo del 1% y su sección se puede asemejar a un trapecio de base 2 m y taludes laterales 1V:1H. El material de la quebrada es predominantemente tierra, con un coeficiente de rugosidad $n=0.035$.

Como se observa en la siguiente figura, la alcantarilla se proyecta con un ángulo de sesgo horizontal de 81° , el cual corresponde a la orientación natural de la quebrada con respecto a la vía. En cuanto a su alineamiento vertical, la alcantarilla se proyecta inicialmente siguiendo la pendiente natural de la quebrada, es decir, 14.35%.

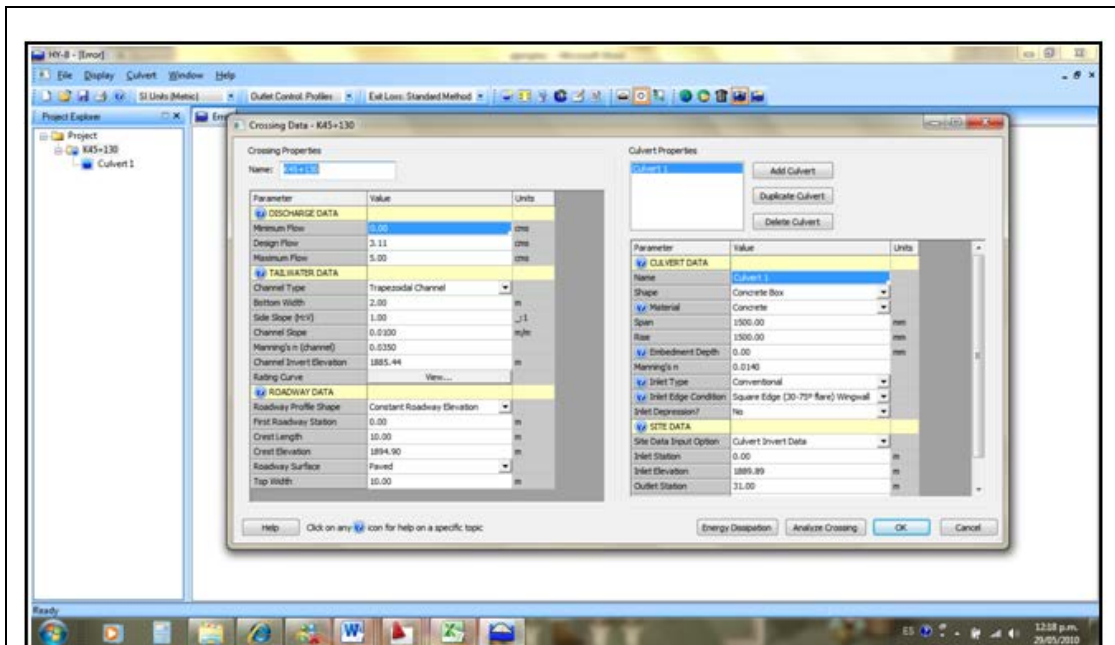
Tanto la estructura de entrada como la de salida, se proyectan con un muro de cabezote y aletas, con un ángulo de 45° .



Localización alcantarilla K45+130

Solución

Para el diseño de la alcantarilla se emplea el software HY-8, cuya pantalla para entrada de datos se presenta en la figura que se incluye a continuación. Los datos corresponden a la información geométrica de la vía, de la alcantarilla y a los caudales.



Datos de entrada programa HY-8

Para un análisis original se asume una estructura tipo alcantarilla de cajón en concreto de 1.5x1.5 m de dimensiones, con un coeficiente de rugosidad de 0.014.

Los resultados del análisis realizado por el programa se presentan en la siguiente figura:

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	1889.89	0.00	0.0*	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.50	1890.19	0.30	0.0*	0-S2h	0.05	0.23	0.07	0.23	4.79	0.96
1.00	1.00	1890.37	0.48	0.0*	0-S2h	0.10	0.36	0.11	0.35	6.04	1.21
1.50	1.50	1890.52	0.63	0.0*	0-S2h	0.15	0.47	0.15	0.45	6.77	1.38
2.00	2.00	1890.66	0.77	0.0*	0-S2h	0.18	0.57	0.18	0.53	7.54	1.50
2.50	2.50	1890.80	0.91	0.0*	0-S2h	0.20	0.66	0.20	0.60	8.18	1.61
3.00	3.00	1890.93	1.04	0.0*	0-S2h	0.23	0.74	0.23	0.66	8.66	1.69
3.11	3.11	1890.96	1.07	0.0*	0-S2h	0.23	0.76	0.26	0.68	7.98	1.71
4.00	4.00	1891.18	1.29	0.0*	0-S2h	0.28	0.90	0.32	0.78	8.42	1.84
4.50	4.50	1891.30	1.41	0.0*	0-S2h	0.31	0.97	0.35	0.83	8.60	1.90
5.00	5.00	1891.43	1.54	0.0*	1-S2h	0.33	1.04	0.38	0.89	8.76	1.96

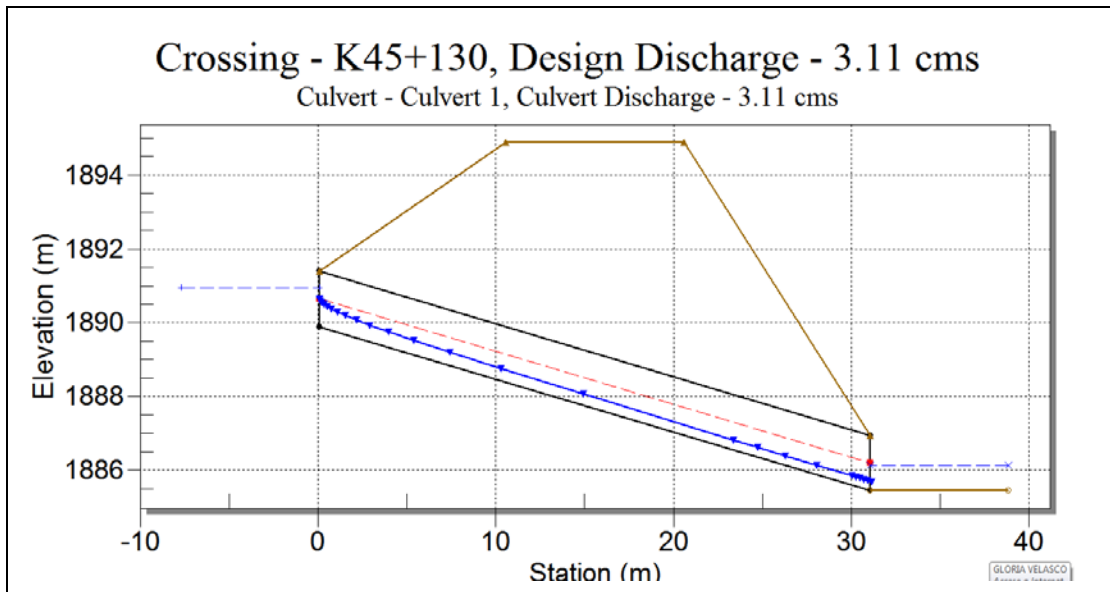
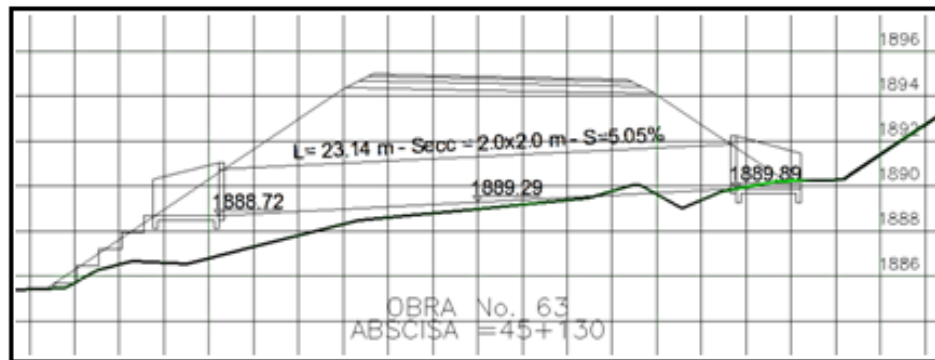


Tabla de resultados y perfil del flujo en la alcantarilla de 1.5mx1.5 m

Se observa que para el caudal de 3.11 m³/s, la altura Hw es de 1.07 m, es decir Hw/D=0.71, valor menor a 1.20 y, por lo tanto, dentro de las recomendaciones de diseño²¹.

Los resultados muestran, también, que el flujo es supercrítico con control a la entrada, lo que representa un funcionamiento hidráulico adecuado. Sin embargo, la velocidad a la salida del conducto (7.98 m/s) es bastante alta y muy superior a la del canal de salida (1.71 m/s), siendo necesario aumentar la resistencia del concreto y modificar la pendiente del conducto, disminuyéndola o empleando un fondo escalonado.

Sin embargo, dado el gran transporte de sedimentos y la longitud de la alcantarilla, se decide emplear una alcantarilla de cajón de dimensiones 2.0mx2.0 m y una pendiente de 5%, con lo que su longitud se disminuye a 23.14 m.



Alcantarilla seleccionada

²¹ Si se realiza el mismo ejercicio con una alcantarilla de cajón de dimensiones 1.0x1.0 m, la relación Hw/D alcanza un valor de 1.81, es decir, la dimensión de 1.0x1.0 es insuficiente, aunque el flujo no se desborde sobre la vía.

Con las nuevas características de la alcantarilla, mostradas en la figura anterior, el funcionamiento hidráulico arrojado por el software HY-8 es el siguiente:

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	1889.89	0.00	0.0*	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.50	1890.16	0.27	0.0*	0-S2n	0.05	0.19	0.06	0.14	3.92	1.77
1.00	1.00	1890.32	0.43	0.0*	0-S2n	0.10	0.29	0.11	0.22	4.47	2.28
1.50	1.50	1890.45	0.56	0.0*	0-S2n	0.15	0.39	0.18	0.29	4.21	2.62
2.00	2.00	1890.57	0.68	0.0*	0-S2n	0.20	0.47	0.20	0.35	4.89	2.89
2.50	2.50	1890.68	0.79	0.0*	0-S2n	0.23	0.54	0.26	0.40	4.80	3.11
3.00	3.00	1890.79	0.90	0.0*	0-S2n	0.26	0.61	0.30	0.46	5.00	3.29
3.11	3.11	1890.81	0.92	0.0*	0-S2n	0.26	0.63	0.31	0.47	5.04	3.33
4.00	4.00	1890.98	1.09	0.0*	0-S2n	0.31	0.74	0.38	0.56	5.31	3.60
4.50	4.50	1891.08	1.19	0.0*	0-S2n	0.34	0.80	0.41	0.60	5.44	3.72
5.00	5.00	1891.17	1.28	0.0*	0-S2n	0.37	0.86	0.45	0.65	5.55	3.84

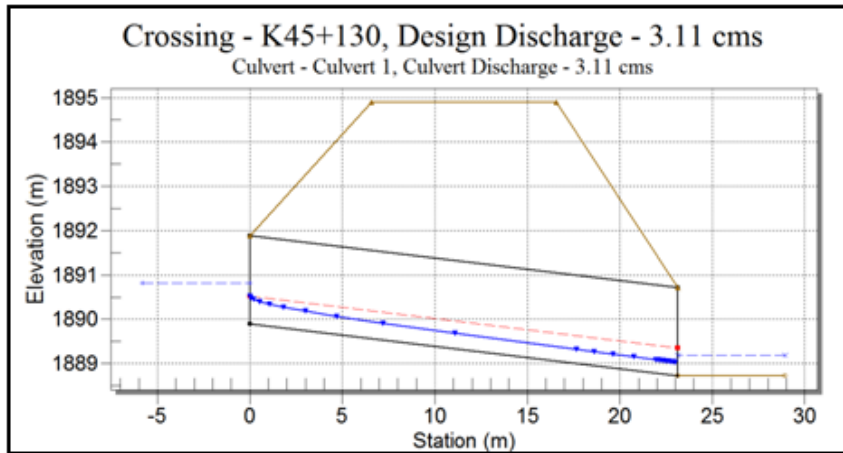


Tabla de resultados y perfil del flujo en la alcantarilla de 2.0mx2.0m

El flujo en la alcantarilla continúa siendo supercrítico con control a la entrada, llegando el valor de Hw a 0.92 m, con lo que $Hw/D=0.46$, lo que aparentemente podría significar el sobredimensionamiento de la sección; sin embargo, si se considera el arrastre de sólidos y el mantenimiento de la estructura, la estructura es adecuada.

La velocidad en la salida de la alcantarilla es de 5.04 m/s, apropiada para concretos convencionales.

Como obra complementaria para protección del talud y disipación de energía, es necesario proyectar a la salida de la alcantarilla, una rápida escalonada.

4.5. PUENTES

4.5.1. Localización

Para obtener una estructura económica y segura es necesario analizar los siguientes aspectos en su localización:

- El lugar de implantación del puente debe ser estable, es decir, que el río no modifique su cauce con efectos negativos para la estructura.
- Es deseable localizar el puente en un tramo del cauce relativamente rectilíneo con un cauce principal estrecho pero de gran capacidad hidráulica, sin desbordamientos.
- Es deseable, también, que el puente sea normal a la corriente. En caso de presentar un sesgo, los estribos y las pilas se deben alinear de manera que ofrezcan la menor resistencia al flujo.

4.5.2. Caudales de diseño

El caudal de diseño de un puente se calcula en función del tamaño de su cuenca aferente y de la información disponible, aplicando las metodologías y períodos de retorno descritos en los numerales 2.4. y 2.5 del Capítulo 2.

4.5.3. Información de terreno para diseño

4.5.3.1. Topográfica y/o batimétrica

Considerando que el análisis hidráulico del río se realiza asumiendo una sección de control, cuya localización presenta incertidumbre la mayoría de las veces, ésta se debe localizar lo suficientemente lejos para que no influya en el nivel de agua en el puente²².

Por otra parte, el análisis hidráulico debe analizar el remanso generado hacia aguas arriba y sus efectos sobre el régimen de flujo previo a la construcción del puente.

Atendiendo a estos criterios, se debe tomar la siguiente información topográfica:

²²En la Referencia 4.14 se indica una distancia mínima entre el puente y el punto donde se coloca la sección de control, $L=H/i$, donde H es la profundidad en la sección de control e i es la pendiente.

- Levantamiento topográfico del río en una longitud igual a 10 veces el ancho (6 veces aguas abajo y 4 veces aguas arriba) caracterizando las orillas y el cauce mediante secciones transversales al eje del río. Esta longitud podrá ser modificada según existan condiciones que controlen el flujo: cascadas, caídas, confluencias, desembocaduras, estructuras, etc.

Las secciones transversales deben abarcar toda la zona hasta la cual puedan llegar los niveles de agua para los caudales de diseño. La separación entre secciones puede ser igual a una vez el ancho de la sección, pero también se deberán tomar secciones donde cambien la planta, el perfil o la sección transversal y, naturalmente, por el eje del puente.

- Se deben investigar huellas de niveles de agua máximos, es decir la cota de la huella de la creciente máxima.
- Se debe medir la pendiente hidráulica del río. En la primera sección aguas arriba y en la última aguas abajo a una misma hora, se toma el nivel del agua dejando algún testigo de este nivel. Posteriormente se nivelan ambos testigos y con ello se halla la cota del nivel de agua en ambos extremos del río, pudiéndose calcular la pendiente hidráulica.
- De existir, se debe tomar la información altimétrica y planimétrica de las estructuras existentes aguas arriba y aguas abajo de la sección de cruce: puentes, bocatomas, defensas, etc..

4.5.3.2. Suelos

El lecho del cauce se caracteriza por su granulometría o distribución de frecuencias acumuladas de los tamaños de las partículas que lo componen, la cual se establece pesando las fracciones de muestra que pasan un determinado tamiz. Para materiales gruesos no es fácil determinar la curva granulométrica, por lo que se han desarrollado métodos de muestreo, los cuales son:

- Superficiales

Son aplicables cuando el interés es el de caracterizar la capa superficial del material, por ejemplo, para establecer rugosidades de la corriente. Uno de los métodos más empleados es el de Wolman (Referencia 4.34), que se realiza por fuera del agua y consiste en seleccionar un área representativa de las características del lecho, la cual se divide real o ficticiamente en una malla y se extraen partículas individuales en 100 vértices de ella, midiendo en campo para cada partícula su eje intermedio

(“eje b”) y clasificándolo según una escala seleccionada (Wentworth por ejemplo).

– En profundidad

Empleadas cuando se deben caracterizar estratos de sedimentos, como es el caso de los análisis de socavación. El muestreo se realiza practicando apiques en la zona representativa del cauce, con una profundidad equivalente a la del estrato homogéneo y tomando una muestra tal, que la mayor partícula extraída no represente más del 1% en peso de toda la muestra o del 0.1% si se desea más precisión. Esto significa que si el diámetro máximo es de 10 cm, se necesita una muestra total de 100 kg o de 1000 kg de acuerdo con la precisión deseada. Estos volúmenes de muestra requieren medios mecánicos para su extracción y manejo.

El tamizado para partículas mayores a 6 a 8 mm se realiza en el terreno mediante mallas con aberturas graduadas y en laboratorio para los sedimentos de menor tamaño, pudiéndose obtener a partir de los datos obtenidos, las curvas granulométricas integradas por capas.

Para la caracterización de capas homogéneas más profundas se debe profundizar el apique hasta donde las condiciones de la excavación y la presencia de agua lo permitan. La caracterización del suelo a mayores profundidades se debe realizar a partir de barrenas.

Las curvas granulométricas se pueden establecer donde se requieran: cauce y/o bancas laterales. Es necesario vigilar que los sitios de muestreo no se encuentren en confluencias, desembocaduras, explotaciones u otras zonas no representativas.

4.5.3.3. Hidráulica

Desde el punto de vista hidráulico, en el terreno se deben observar con un sentido analítico los siguientes aspectos:

- Pendiente del cauce.
- Rugosidad del lecho y de sus márgenes a partir del tipo material predominante.
- Uniformidad de las secciones del cauce.

- Presencia de obstrucciones.
- Confluencias o desembocaduras cercanas.
- Altura, densidad y tamaño de la vegetación en el cauce y márgenes.
- Huellas de crecientes máximas en el puente o zonas aledañas.
- Tipo de flujo predominante y existencia de una sección de control.
- Indicios de socavación si el puente existe.
- Estabilidad de las márgenes.
- Existencia de estructuras o actividades sobre el río que puedan influir en su comportamiento.

Es necesario efectuar registros fotográficos de las características hidráulicas observadas en el terreno.

4.5.3.4. Diseño geométrico y estructural

Para el diseño de un puente es necesario observar los accesos al puente, pues éstos también forman parte del mismo y deben ser drenados.

Del área de estructuras se requiere la implantación planta-perfil del puente; es decir, la ubicación del puente y de sus elementos (infraestructura y superestructura) en la planta del proyecto y una sección transversal por el eje, donde se observen el terreno y los elementos del puente.

4.5.4. Estimación de los niveles de agua

4.5.4.1. Selección del coeficiente de rugosidad

La determinación del coeficiente de rugosidad de Manning es un paso fundamental en el análisis hidráulico, pues a partir de su estimación se determinan las propiedades hidráulicas en la sección de cruce del puente.

Dentro de la rugosidad de un río, además de la rugosidad superficial de los granos de material que conforman el perímetro mojado, influyen también los siguientes factores (Referencia 4.33):

- 1) La vegetación, caracterizada por su altura, densidad y distribución: es como una clase de rugosidad superficial que puede reducir la capacidad de la corriente y retardar el flujo.
- 2) Irregularidades del canal: las irregularidades en el perímetro mojado y las variaciones en la sección transversal introducen irregularidades adicionales al flujo.
- 3) Alineamiento del canal: curvas suaves con radios grandes disminuyen el valor de “n”, mientras que meandros y curvas bruscas incrementan este valor.
- 4) Sedimentación y socavación: en general, la sedimentación disminuye el valor de “n”, mientras que la socavación lo incrementa.
- 5) Obstrucciones de piedras, troncos o puentes: las obstrucciones tienden a aumentar el valor de “n” en función del tamaño, la forma, el número y la distribución de las obstrucciones.
- 6) Nivel y caudal: en la mayor parte de las corrientes, el valor de “n” disminuye con el incremento de los niveles y los caudales.
- 7) Cambio estacional: en ciertas épocas del año existe un incremento de la vegetación, con el consecuente incremento de la rugosidad.
- 8) Material en suspensión y carga del lecho: el material en suspensión y la carga de lecho consumen energía, originando una pérdida de altura y, por lo tanto, un aumento en la rugosidad.

La metodología recomendada es el método de Cowan²³ en el que se establece el coeficiente de rugosidad a partir de las características del cauce (Referencia 4.33):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad [4.37]$$

Ecuación en la cual n_0 corresponde a la rugosidad del material del cauce y los restantes factores que afectan el coeficiente de rugosidad son: irregularidades en la superficie (n_1); cambios de forma y tamaño de la sección (n_2); obstrucciones (n_3); vegetación y condiciones de flujo (n_4) y estructura de los meandros (m_5). El aporte de cada factor en el coeficiente de rugosidad total se establece a partir de las condiciones particulares de cada puente, como se muestra en la Tabla 4.6.

²³Una detallada descripción del método de Cowan se encuentra en la Referencia 4.32

Los valores de rugosidad del cauce (n_0) en función del tamaño del diámetro característico, se pueden obtener también, entre otras, a partir de las siguientes expresiones:

- Ecuación de Garde & Raju (1978), Subramanya (1982):

$$n = 0.047 D_{50}^{\frac{1}{6}} \quad [4.38]$$

Donde: D_{50} : Diámetro para el cual pasa el 50% de las partículas, en metros (m).

- Ecuación de Strickler:

$$n = 0.0417 D_{50}^{\frac{1}{6}} \quad [4.39]$$

Donde D_{50} tiene el mismo significado que en la ecuación 4.38.

Tabla 4.6. Valores para el cálculo de la rugosidad mediante el método de Cowan (Referencia 4.33)

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	n_5	1.00
	Apreciable		1.15
	Severo		1.30

- Ecuación de Meyer-Peter-Muller (1948):

$$n = 0.038 D_{90}^{\frac{1}{6}} \quad [4.40]$$

Donde: D_{90} : Diámetro para el cual pasa el 90% de las partículas, en metros (m).

- Ecuación de Bray (1979):

$$n = 0.0495 D_{50}^{0.16} \quad [4.41]$$

Donde: D_{50} : Diámetro para el cual pasa el 50% de las partículas, en metros (m).

- Ecuación de Lane y Carlson:

$$n = 0.0473 D_{75}^{\frac{1}{6}} \quad [4.42]$$

Donde: D_{75} : Diámetro para el cual pasa el 75% de las partículas, en metros (m).

Otra de las metodologías para comparar los valores de rugosidad finalmente obtenidos por el método de Cowan o asignarlos directamente es a partir de tablas o fotografías, como las presentadas en la Referencia 4.33, de la cual se ha extraído la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. - Valores del coeficiente de rugosidad n

	0.030	0.500				
<p>j. Revestimiento vegetal</p> <p>C. Excavado o dragado</p> <p>a. En tierra, recto y uniforme</p> <p>1. Limpio, recientemente terminado 0.016 0.018 0.020</p> <p>2. Limpio, después de exposición a la intemperie 0.018 0.022 0.025</p> <p>3. Con gravas, sección uniforme, limpio 0.022 0.025 0.030</p> <p>4. Con pastos corotos, algunas malezas 0.022 0.027 0.033</p> <p>b. En tierra, serpenteante y lento</p> <p>1. Sin vegetación 0.023 0.025 0.030</p> <p>2. Pastos, algunas malezas 0.025 0.030 0.033</p> <p>3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos 0.030 0.035 0.040</p> <p>4. Fondo en tierra con lados en piedras 0.028 0.030 0.035</p> <p>5. Fondo pedregoso y bancas con malezas 0.025 0.035 0.040</p> <p>6. Fondo en cantos rodados y lados limpios 0.030 0.040 0.050</p> <p>c. Excavado con pala o dragado</p> <p>1. Sin vegetación 0.025 0.028 0.033</p> <p>2. Matorrales ligeros en las bancas 0.035 0.050 0.060</p> <p>d. Cortes en roca</p> <p>1. Lisos y uniformes 0.025 0.035 0.040</p> <p>2. Afilados e irregulares 0.035 0.040 0.050</p> <p>e. Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar</p> <p>1. Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo 0.050 0.080 0.120</p> <p>2. Fondo limpio, matorrales en los lados 0.040 0.050 0.080</p> <p>3. Igual, nivel máximo de flujo 0.045 0.070 0.110</p> <p>4. Matorrales densos, nivel alto 0.060 0.100 0.140</p> <p>D. Corrientes naturales</p> <p>D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)</p> <p>a. Corrientes en planicies</p> <p>1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos. 0.025 0.030 0.033</p> <p>2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas 0.030 0.035 0.040</p> <p>3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena 0.033 0.040 0.045</p> <p>4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras 0.035 0.045 0.050</p> <p>5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes. 0.040 0.048 0.055</p> <p>6. Igual al 4, pero con más piedras 0.045 0.050 0.060</p> <p>7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos 0.050 0.070 0.080</p> <p>8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos 0.075 0.100 0.150</p> <p>b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos</p> <p>1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas 0.030 0.040 0.050</p> <p>2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes 0.040 0.050 0.070</p> <p>D-2. Planicies de inundación</p> <p>a. Pastizales, sin matorrales</p> <p>1. Pasto corto 0.025 0.030 0.035</p> <p>2. Pasto alto 0.030 0.035 0.050</p> <p>b. Áreas cultivadas</p> <p>1. Sin cultivo 0.020 0.030 0.040</p> <p>2. Cultivos en línea maduros 0.025 0.035 0.045</p> <p>3. Campos de cultivo maduros 0.030 0.040 0.050</p> <p>c. Matorrales</p> <p>1. Matorrales dispersos, mucha maleza 0.035 0.050 0.070</p> <p>2. Pocos matorrales y árboles, en invierno 0.035 0.050 0.060</p> <p>3. Pocos matorrales y árboles, en verano 0.040 0.060 0.080</p> <p>4. Matorrales medios a densos, en invierno 0.045 0.070 0.110</p> <p>5. Matorrales medios a densos, en verano 0.070 0.100 0.160</p> <p>d. Árboles</p> <p>1. Sauces densos, rectos y en verano 0.110 0.150 0.200</p> <p>2. Terreno limpio, con troncos sin retoños 0.030 0.040 0.050</p> <p>3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños 0.050 0.060 0.080</p> <p>4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas. 0.080 0.100 0.120</p> <p>5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas 0.100 0.120 0.160</p> <p>D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de n es menos que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.</p> <p>a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales 0.025 0.060</p> <p>b. Sección irregular y rugosa 0.035 0.100</p>				<p>Tipo de canal y descripción</p> <p>A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos</p> <p>A-1. Metálico</p> <p>a. Latón, liso 0.009 0.010 0.013</p> <p>b. Acero</p> <p>1. Estructurado y soldado 0.010 0.012 0.014</p> <p>2. Ribeteado y en espiral 0.013 0.016 0.017</p> <p>c. Hierro fundido</p> <p>1. Recubierto 0.010 0.013 0.014</p> <p>2. No recubierto 0.011 0.014 0.016</p> <p>d. Hierro forjado</p> <p>1. Negro 0.012 0.014 0.015</p> <p>2. Galvanizado 0.013 0.016 0.017</p> <p>e. Metal corrugado</p> <p>1. Subdrenaje 0.017 0.019 0.021</p> <p>2. Drenaje de aguas lluvias 0.021 0.024 0.030</p> <p>A-2. No metálico</p> <p>a. Lúctia 0.008 0.009 0.010</p> <p>b. Vidrio 0.009 0.010 0.013</p> <p>c. Cemento</p> <p>1. Superficie pulida 0.010 0.011 0.013</p> <p>2. Mortero 0.011 0.013 0.015</p> <p>d. Concreto</p> <p>1. Alcantarilla, recta y libre de basuras 0.010 0.011 0.013</p> <p>2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras 0.011 0.013 0.014</p> <p>3. Bien terminado 0.011 0.012 0.014</p> <p>4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto 0.013 0.015 0.017</p> <p>5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico 0.012 0.013 0.014</p> <p>6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa 0.012 0.014 0.016</p> <p>7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa 0.015 0.017 0.020</p> <p>e. Madera</p> <p>1. Machihembrada 0.010 0.012 0.014</p> <p>2. Laminada, tratada 0.015 0.017 0.020</p> <p>f. Arcilla</p> <p>1. Canaleta común de baldosas 0.011 0.013 0.017</p> <p>2. Alcantarilla vitrificada 0.011 0.014 0.017</p> <p>3. Alcantarilla vitrificada con pozos de inspección, entradas, etc. 0.013 0.015 0.017</p> <p>4. Subdrenaje vitrificado con juntas abiertas 0.014 0.016 0.018</p> <p>g. Mampostería en ladrillo</p> <p>1. Barmizada o lacada 0.011 0.013 0.015</p> <p>2. Revestida con mortero de cemento 0.012 0.015 0.017</p> <p>h. Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y natas de aguas residuales, con curvas y conexiones 0.012 0.013 0.016</p> <p>i. Alcantarillado con batea pavimentada, fondo liso 0.016 0.019 0.020</p> <p>j. Mampostería de piedra, cementada 0.018 0.025 0.030</p> <p>B. Canales revestidos o desarmables</p> <p>B-1. Metal</p> <p>a. Superficie lisa de acero</p> <p>1. Sin pintar 0.011 0.012 0.014</p> <p>2. Pintada 0.012 0.013 0.017</p> <p>b. Corrugado 0.021 0.025 0.030</p> <p>B-2. No metal</p> <p>a. Cemento</p> <p>1. Superficie pulida 0.010 0.011 0.013</p> <p>2. Mortero 0.011 0.013 0.015</p> <p>b. Madera</p> <p>1. Cepillada, sin tratar 0.010 0.012 0.014</p> <p>2. Cepillada, creosotada 0.011 0.012 0.015</p> <p>3. Sin cepillar 0.011 0.013 0.015</p> <p>4. Láminas con listones 0.012 0.015 0.018</p> <p>5. Forrada con papel impermeabilizante 0.010 0.014 0.017</p> <p>c. Concreto</p> <p>1. Terminado con lana metálica (palustre) 0.011 0.013 0.015</p> <p>2. Terminado con lana de madera 0.013 0.015 0.016</p> <p>3. Pulido, con gravas en el fondo 0.015 0.017 0.020</p> <p>4. Sin pulir 0.014 0.017 0.020</p> <p>5. Lanzada, sección buena 0.016 0.019 0.023</p> <p>6. Lanzada, sección ondulada 0.018 0.022 0.025</p> <p>7. Sobre roca bien excavada 0.017 0.020</p> <p>8. Sobre roca irregularmente excavada 0.022 0.027</p> <p>d. Fondo de concreto terminado con lana de madera y con lados de</p> <p>1. Piedra labrada, en mortero 0.015 0.017 0.020</p> <p>2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero 0.017 0.020 0.024</p> <p>3. Mampostería de piedra cementada, recubierta 0.016 0.020 0.024</p> <p>4. Mampostería de piedra cementada 0.020 0.025 0.030</p> <p>5. Piedra suelta o riprap 0.020 0.030 0.035</p> <p>e. Fondo de gravas con lados de</p> <p>1. Concreto encofrado 0.017 0.020 0.025</p> <p>2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero 0.020 0.023 0.026</p> <p>3. Piedra suelta o riprap 0.023 0.033 0.036</p> <p>f. Ladrillo</p> <p>1. Barmizado o lacado 0.011 0.013 0.015</p> <p>2. En mortero de cemento 0.012 0.015 0.018</p> <p>g. Mampostería</p> <p>1. Piedra partida cementada 0.017 0.025 0.030</p> <p>2. Piedra suelta 0.023 0.032 0.035</p> <p>h. Bloques de piedra labrados 0.013 0.015 0.017</p> <p>i. Asfalto</p> <p>1. Liso 0.013 0.013 0.013</p> <p>2. Rugoso 0.016 0.016 0.016</p>			

4.5.4.2. Análisis hidráulico

El análisis hidráulico de un puente busca determinar el perfil de la superficie del agua para la creciente de diseño, información a partir de la cual se establece:

1. El gálibo de la estructura.
2. El impacto aguas arriba o remanso generado por el puente y
3. Las distribuciones del flujo y la velocidad para la estimación de la socavación potencial y con ello la cota de cimentación de la infraestructura.

El cálculo del perfil de agua se realiza aplicando el método del paso estándar, considerando las pérdidas por expansión y contracción a través del puente, las cuales se calculan para la condición de bajos caudales (lámina de agua por debajo del punto más alto del canto inferior de las vigas del puente) y altos caudales (lámina de agua en contacto con el punto más alto del canto inferior de las vigas del puente).

Las metodologías de cálculo de pérdidas a través del puente, para las condiciones de caudal bajo, son las siguientes²⁴:

1) Paso estándar.

La lámina de agua en el extremo aguas arriba del puente se estima aplicando el método de paso estándar.

2) Balance de momento.

Se desarrolla un balance de momento entre las secciones extremas del puente.

3) Pérdidas de contracción de la FHWA WSPRO.

Es un método iterativo que calcula la superficie del agua a través del puente resolviendo la ecuación de energía.

²⁴Dentro de este manual únicamente se mencionan las metodologías empleadas en el software HEC-RAS. Si se desea mayor información, se puede consultar el manual de referencia hidráulica del programa HEC-RAS (US Army HEC, 2008).

4) Ecuación empírica de pérdida de energía de Yarnell.

Esta ecuación empírica predice el cambio de la superficie del agua entre la sección aguas abajo del puente y la sección aguas arriba y se basa en unos 2600 experimentos de laboratorio

Cuando se presenta un condición de flujo de caudales altos, el perfil de flujo se calcula con el método del paso estándar o asumiendo flujo a presión y/o como vertedero.

4.5.4.3. Gálibo

El gálibo es la menor distancia entre la lámina de agua correspondiente al caudal de diseño y el canto inferior de las vigas del puente. El Manual de diseño geométrico del INVIAS (Referencia 4.12) señala en su sección 7.1.1. “Gálibo”, los siguientes valores:

- Sobre corrientes de agua relativamente limpias en toda época: mínimo dos metros (2.00 m) por encima del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.).
- Sobre corrientes de agua que en algunos períodos transportan desechos, troncos y otros objetos voluminosos: mínimo dos metros con cincuenta centímetros (2.50 m) por encima del N.A.M.E.
- Sobre cursos hídricos navegables. Dependerá del calado máximo de navegación, por lo que el valor debe ser definido por el Ministerio de Transporte.

4.5.4.4. Afectaciones al régimen existente

Cuando el puente obstruye la corriente, situación no deseable, origina un impacto sobre el perfil de la superficie de agua, produciendo un remanso hacia aguas arriba (ver Figura 4.20), en especial cuando el flujo es subcrítico, pero si el flujo es supercrítico y la contracción que origina el puente es severa, se puede llegar a formar un resalto hidráulico en cercanías del puente.

Estas modificaciones en el régimen de la corriente deben ser analizadas mediante la comparación de los escenarios o situaciones “sin puente” y “con puente”, de manera que se establezca la afectación que origina el nuevo puente a predios y estructuras (otros puentes, bocatomas, diques, vías, etc.).

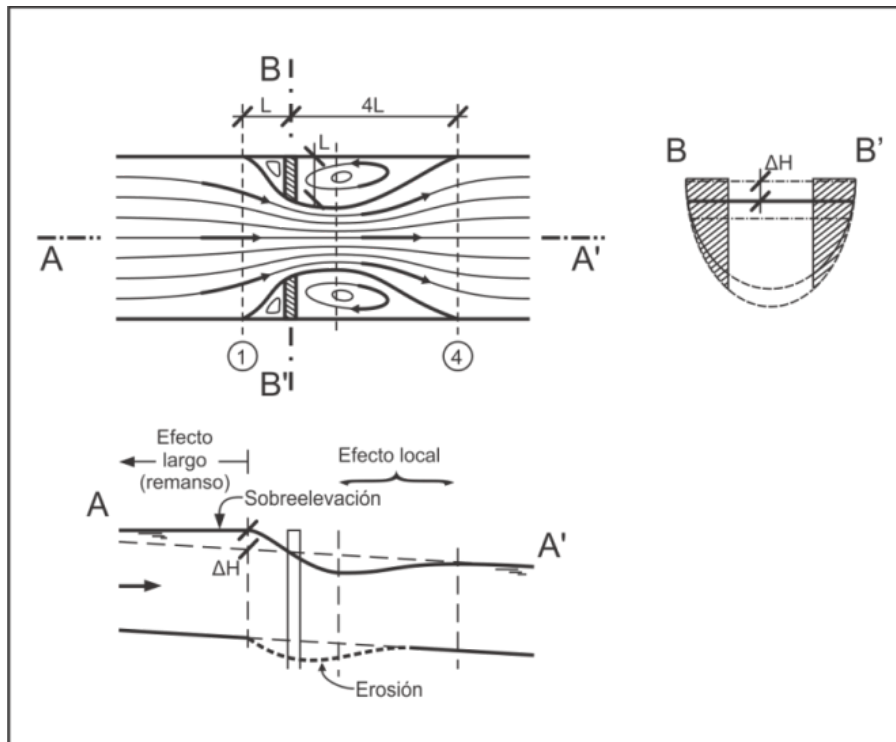


Figura 4.20. - Remanso generado por un puente que estrecha la sección de la corriente (Referencia 4.14)

4.5.5. Alcances de diseño para pontones

Para los pontones, puentes con luz menor a 10 m (Referencia 4.12), el diseño hidráulico se puede realizar bajo la suposición de flujo uniforme, por lo que la información topográfica y de suelos puede ser limitada y el análisis comprende la estimación de los niveles de la lámina de agua y el cálculo de la socavación esperada.

4.5.6. Modelación hidráulica: software HEC-RAS

- Descripción

El programa HEC-RAS desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América es un sistema integrado de software para análisis hidráulico de redes de canales naturales y artificiales.

En su versión 4.0, contiene 4 módulos para el análisis unidimensional de ríos: Uno para el cálculo de perfiles de flujo en régimen permanente, otro para la simulación de flujo no permanente, un tercero para el cálculo de

transporte de sedimentos y lecho móvil y un cuarto de calidad de aguas (Referencia 4.30).

– Capacidades

Con respecto al módulo de cálculo de perfiles en flujo permanente, éste se realiza bajo la condición de flujo gradualmente variado, modelando regímenes subcrítico, supercrítico y mixto. El procedimiento de cálculo se basa en la solución unidimensional de la ecuación de energía²⁵, considerando pérdidas de energía por fricción, contracción y expansión.

El programa modela, también, el efecto de obstrucciones en la red hídrica, como puentes, alcantarillas²⁶, vertederos y otras estructuras, pudiendo aplicarse para el análisis de inundaciones (en que no hay variaciones de flujo en tiempo y en espacio), mejoras en el canal, diques, etc.

Del módulo de transporte de sedimentos y cálculo de lecho móvil, se resalta la capacidad del HEC-RAS para calcular socavación en puentes (Ver Capítulo 6).

Las limitaciones de este módulo son las siguientes:

- El caudal es constante con respecto al tiempo.
- El flujo es gradualmente variado, excepto cuando se usa la ecuación de momento u otras ecuaciones empíricas en ciertas estructuras hidráulicas.
- El flujo es unidimensional.
- Las pendientes son bajas, menores de 10%.²⁷

Las capacidades del HEC-RAS para los otros módulos pueden ser consultadas en los documentos de referencia del programa.

²⁵La ecuación de momento también es empleada en las situaciones en que se presenta flujo rápidamente variado, tales como resaltos, confluencias, etc..

²⁶Las alcantarillas son modeladas dentro del HEC-RAS como puentes, incorporando los resultados para flujo con control a la entrada del documento HDS 5 (Referencia 4.9). Puede modelar condiciones de flujo con control a la entrada, con control a la salida y adicionalmente al HY 8 modela también alcantarillas horizontales y con pendiente adversa.

²⁷Esta restricción se basa en el hecho de que en el cálculo de la cabeza de presión vertical ($d \cos\theta$) se ha tomado el $\cos\theta=1$, lo cual es aceptable hasta pendientes del 10% (5.71°). Para pendientes superiores, las profundidades calculadas por el HEC RAS se encuentran equivocadas y deben ser corregidas dividiéndolas por el $\cos\theta$.

– Datos de entrada

Geométricos: conectividad del sistema, secciones transversales, longitud entre tramos, coeficientes de fricción, de expansión y de contracción, información sobre unión de corrientes, estructuras hidráulicas.

Flujo permanente: régimen de flujo (subcrítico, supercrítico o mixto), condiciones de frontera, caudal pico.

– Obtención

Este programa y los manuales son de dominio público y se pueden descargar gratuita y libremente de las siguientes URL:

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/hecras-download.html>,
<http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/hecras-document.html>

4.5.7. Socavación

El análisis hidráulico de un puente finaliza con el cálculo de la socavación esperada en estribos y pilas, pues ello determina la cimentación del puente. Las metodologías para la ejecución de estos cálculos se presentan en el Capítulo 6.

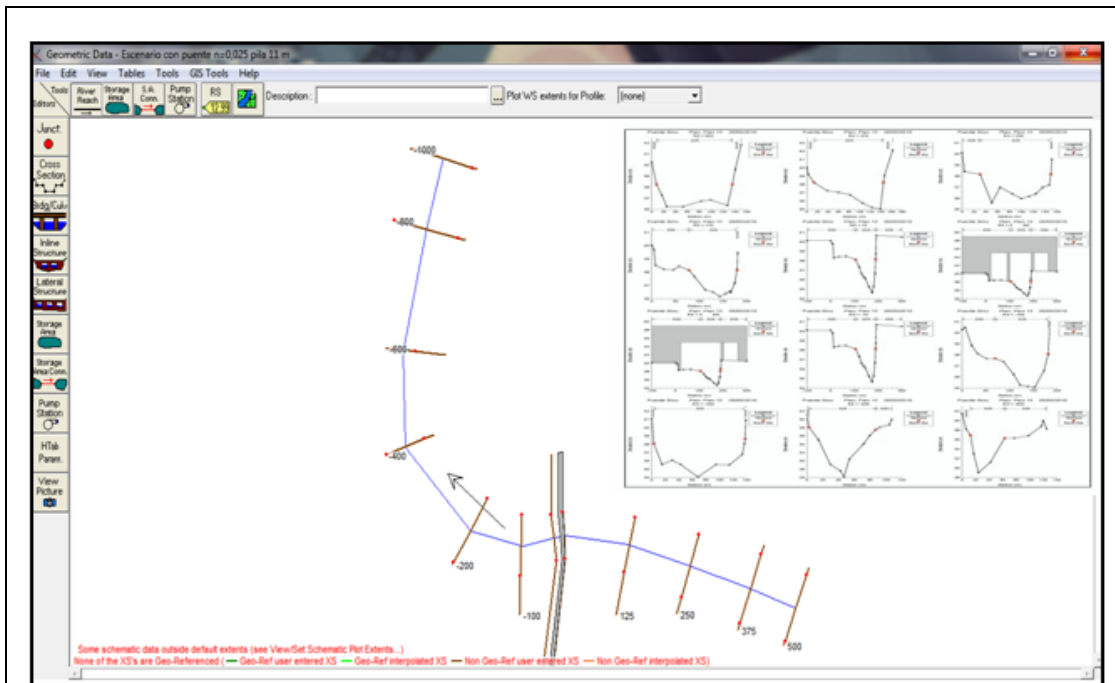
Ejemplo

PRIMERA PARTE.

Para el análisis hidráulico de un puente sobre un río de gran magnitud se dispone de la siguiente información:

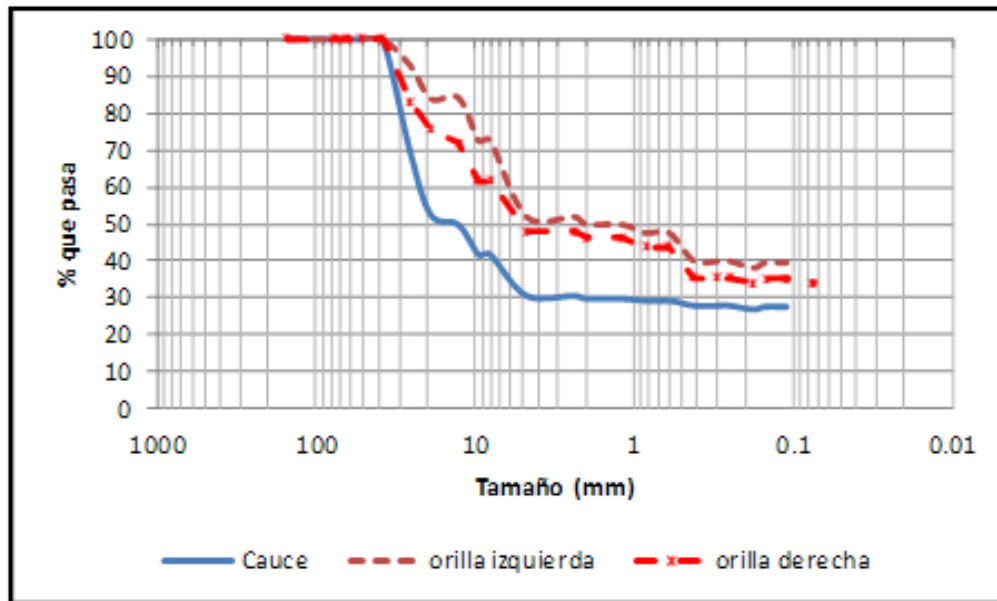
- Hidrológica. Caudal de diseño de 1,060 m³/s, para un período de retorno de 100 años. También se dispone de 40 aforos realizados en una sección transversal cercana al punto de cruce, dentro del tramo considerado.
- Topográfica. La corriente, con un ancho medio de 150 m, fue analizada en una longitud de 1,500 m; 1,000 m aguas abajo y 500 m aguas arriba del puente. La sección transversal inicial es la -1000, que corresponde a la más aguas abajo, la sección transversal del puente proyectado es la 0 y la más aguas arriba es la sección 500. La geometría de las secciones cerradas se tomó de la topografía y batimetría elaboradas dentro del proyecto

También se midió la pendiente hidráulica del río, obteniendo un valor de 0.00013 m/m.



Localización secciones transversales topografía

- Hidrológica. Caudal de diseño de $1,060 \text{ m}^3/\text{s}$, para un período de retorno de 100 años. También se dispone de 40 aforos realizados en una sección transversal cercana al punto de cruce, dentro del tramo considerado.
- Suelos. Se tomaron muestras del material del cauce del río y de las orillas izquierda y derecha, las cuales presentan la granulometría mostrada en la siguiente figura



Curvas granulométricas

- Estructuras. La alternativa bajo análisis consiste en un puente de luz total de 240 m, distribuidos en dos luces laterales de 72 y 66 m y una luz central de 102 m, localizándose la pila izquierda dentro del río. El ancho del tablero es de 8.30 m y el canto inferior de la viga se encuentra en la cota 45 msnm.
1. Para realizar la modelación hidráulica del puente, el primer paso es determinar el coeficiente de rugosidad, el cual se realiza aplicando el método de Cowan, analizando los aforos existentes y los valores dados en la literatura especializada para cauces de condiciones similares.

Los cálculos realizados a partir de la granulometría de las muestras se presentan en la tabla siguiente:

Diámetros característicos y coeficientes de rugosidad

	ORILLA IZQUIERDA	CAUCE	ORILLA DERECHA
DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS:			
Diámetro medio, dm (mm):	7.18	14.93	9.18
Diámetro D_{50} (mm):	2.00	13.21	5.24
Diámetro D_{75} (mm):	10.19	27.87	18.18
Diámetro D_{90} (mm):	23.43	34.01	30.62
Diámetro D_{95} (mm):	29.35	36.05	34.36
COEFICIENTES DE RUGOSIDAD, n:			
Ecuación de Garde&Ranju, Subramanya:	0.017	0.023	0.020
Ecuación de Strickler	0.022	0.030	0.026
Ecuación de Meyer-Peter-Muller:	0.020	0.022	0.021
Ecuación de Bray:	0.018	0.025	0.021
Ecuación de Lane y Carlson:	0.022	0.026	0.024

Considerando que el material del cauce es esencialmente arena, se toma un coeficiente de rugosidad básico $n_0=0.020$, tanto para el cauce como para las orillas izquierda y derecha.

A partir de las condiciones del río, observadas en el terreno, los demás factores que influyen en la selección del coeficiente de rugosidad se valoran tal y como se tabulan a continuación:

Coeficiente de rugosidad de Manning por el método de Cowan

FACTOR		MARGEN IZQUIERDO		CAUCE CENTRAL		MARGEN DERECHO	
Material Involucrado	n0	Arena	0.020	Arena	0.020	Arena	0.020
Grado de Irregularidad	n1	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones sección transversal	n2	Ocasional	0.005	Ocasional	0.005	Ocasional	0.005
Obstrucciones	n3	Menor	0.010	Menor	0.005	Menor	0.010
Vegetación	n4	Baja	0.005	Baja	0.005	Baja	0.005
Meandros	n5	Menor	1.00	Menor	1.00	Menor	1.00
Rugosidad de Manning	n		0.045		0.040		0.045

Por otra parte, los valores estimados del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, a partir de los registros de aforos son los siguientes:

- Valor promedio: 0.024
- Valor mediana: 0.023
- Valor máximo: 0.040
- Valor mínimo: 0.018
- Valor para el caudal más alto ($Q = 836.82 \text{ m}^3/\text{s}$, aforo 15 octubre 2001): 0.019

La revisión de la literatura especializada (Referencia 4.33) recomienda para ríos similares al estudiado, valores de rugosidad entre 0.030 y 0.050.

Se tiene entonces un análisis granulométrico con valores de “n” entre 0.020 y 0.030, un análisis de aforos que arroja rugosidades entre 0.018 y 0.040 y unos análisis teóricos con valores del coeficiente de rugosidad entre 0.030 y 0.050, con un valor medio de 0.040 para el cauce y 0.045 para las márgenes.

Puesto que los aforos incluyen valores altos de caudal, se asumen los resultados del cálculo del coeficiente de rugosidad obtenidos a partir de esta información, por lo que se toma un valor de $n=0.025$ en el cauce y $n=0.035$ en las márgenes laterales.

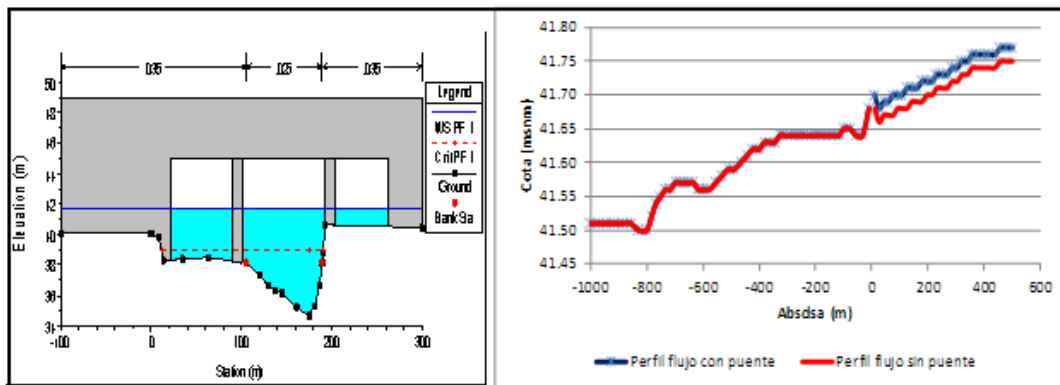
2. Con la información de carácter hidrológico y topográfico es posible realizar el análisis hidráulico del puente, determinando inicialmente el perfil del flujo en el río.

Para este cálculo se emplea el software HEC-RAS, con los siguientes datos de entrada:

- Régimen del flujo: El programa HEC-RAS permite calcular de manera simultánea flujo de tipo mixto; es decir, considerándolo subcrítico o supercrítico.
- Altura en la sección transversal inicial o final (para la consideración de régimen subcrítico y supercrítico respectivamente): calculada a partir de la pendiente de energía considerada generalmente igual a la pendiente del agua, es decir 0.00013 m/m.
- Caudal: correspondiente a 1,060 m³/s.
- Coeficientes de pérdidas de energía, “n” de 0.025 y 0.035.
- Coeficiente de contracción = 0.1
- Coeficiente de expansión: 0.3
- Geometría de las secciones transversales a partir de los datos de los levantamientos batimétricos y topográficos. Se interpolan secciones para mejorar la precisión de los cálculos.

Los resultados de la modelación hidráulica, para la sección del puente, se resumen a continuación y se presentan en la siguiente figura:

- Profundidad lámina de agua: 7.01 m
- Nivel lámina de agua: 41.65 msnm
- Velocidad media del flujo: 1.39 m/s
- Ancho superior: 219.79 m
- Número de Froude: 0.17



El incremento de los niveles de agua por la presencia del puente es de menos de 5 cm, es decir, el puente no afecta el régimen natural del río.

El gálibo del puente es de 3.35 m, valor suficiente y por encima de las recomendaciones del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del INVIAS.

4.6. OBRAS COMPLEMENTARIAS

4.6.1. Diseño de canales

El diseño de un canal envuelve diferentes aspectos a considerar:

- La forma o sección transversal la cual, bajo un punto de vista exclusivamente hidráulico, debe ser óptima, es decir, que para un área determinada se tenga el mayor caudal, lo que implica que la sección tenga el menor perímetro mojado
- Las pendientes de los taludes laterales, las cuales dependen del material del terreno en el que se construye el canal, ya sea en excavación o en terraplén. Se sugieren los valores presentados en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8. - Taludes recomendados para canales (Referencia 4.7)

MATERIAL	1 V: z H
Roca	1: >1/4
Arcilla dura	1: (1/4 – 1)
Suelo margoso	1: 1 / 2
Tierra con revestimiento en roca	1:1
Arcilla firme	1:1 ¼
Arena	1:2
Limos o arcilla porosa	1:3

- La pendiente longitudinal del canal, que si bien es esencialmente función de la topografía, debe considerar también el propósito del canal (por ejemplo en canales para riego y energía se busca la mínima pérdida de energía), los cortes y rellenos que se generan y las interferencias.
- Las velocidades permisibles máximas y mínimas, para no erosionar el canal ni favorecer procesos de sedimentación o crecimientos vegetales. Las velocidades máximas se presentan en la Tabla 4.9. En cuanto a velocidades mínimas, éstas se definen entre 0.60 y 0.90 m/s.

Tabla 4.9. - Velocidades y fuerza tractiva máximas permisibles (Referencia 4.19)

TIPO DE TERRENO	AGUA CLARA		AGUA CON SEDIMENTOS COLOIDALES (*)	
	V(m/s)	$\tau(\text{kg/m}^2)$	V(m/s)	$\tau(\text{kg/m}^2)$
Arena fina coloidal	0.45	0.13	0.75	0.37
Limo arenoso no coloidal	0.50	0.18	0.75	0.37
Sedimentos limosos	0.60	0.23	0.90	0.54
Sedimentos aluviales no coloidal	0.60	0.23	1.00	0.73
Limo	0.75	0.37	1.00	0.73
Ceniza volcánica	0.75	0.37	1.00	0.73
Arcilla dura	1.15	1.27	1.50	2.25
Sedimentos aluviales coloidal	1.15	1.27	1.50	2.25
Pizarras	1.80	3.27	1.80	3.27
Grava	0.75	0.37	1.50	1.56
Limo a ripio, suelo no coloidales	1.15	1.86	1.50	3.23
Limo a ripio, suelo coloidal	1.20	2.10	1.60	3.91
Grava gruesa	1.20	1.47	1.80	3.27
Bolos	1.50	4.44	1.60	5.38

(*) Por partículas coloidales se entienden aquellas de diámetro menor a 2 micrones en las cuales los efectos de las fuerzas de superficie prevalecen sobre los de las fuerzas gravitacionales.

- El coeficiente de rugosidad, el cual corresponde al tipo de material del canal. En la Tabla 4.7 se presentan diferentes valores del coeficiente de rugosidad "n" de Manning para canales.
- El borde libre o altura desde el nivel de la superficie máxima del agua hasta la banca del canal se adiciona para contener las sobreelevaciones que se generan por ondas, vientos, etc. Las ecuaciones para su cálculo (Milán Julio en Referencia 4.7), elaboradas a partir de las curvas recomendadas por el U.S. Bureau of Reclamation, USBR son las siguientes:

$$BL = 0.09Q + 0.41 \text{ para } Q \leq 2.3 \text{ m}^3/\text{s} \quad [4.43]$$

$$BL = 0.15 \ln(Q) + 0.47 \text{ para } Q > 2.3 \text{ m}^3/\text{s} \quad [4.44]$$

Donde: BL: Borde libre, en metros (m).

Q: Caudal que transporta el canal, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

- Muy relacionado con el anterior concepto, está el de la altura libre de revestimiento (AR) o distancia entre la superficie del agua y el nivel donde termina el revestimiento. Nuevamente, las ecuaciones para su cálculo

(Milán Julio en Referencia 4.7) basadas en las recomendaciones del USBR son las siguientes:

$$AR = 0.016 \ln(Q) + 0.16 \quad \text{para } Q \leq 5.1 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (AR en m)} \quad [4.45]$$

$$AR = 0.163 \ln(Q) - 0.07 \quad \text{para } Q > 5.1 \text{ m}^3/\text{s} \quad [4.46]$$

- En la sección se debe considerar, adicionalmente, la sobreelevación que se genera en la margen exterior de las curvas y el correspondiente abatimiento de la margen interior

4.6.1.1. Canales sin revestimiento

El objeto del diseño de un canal no revestido es establecer la sección estable, es decir, aquella en que no hay socavación ni sedimentación. Existen tres metodologías para su diseño: la de velocidad máxima permisible, la de fuerza tractiva y la teoría de régimen. Esta última metodología, desarrollada por Lacey (ver Referencia 4.5) con base en los canales construidos en India y Pakistán, no es tratada dentro de este manual.

Las dos primeras metodologías se describen a continuación.

- Método de la velocidad máxima permisible
 - 1) Para el material del canal, estimar el coeficiente de rugosidad, el talud y la velocidad máxima permisible.
 - 2) Calcular el radio hidráulico R a partir de la ecuación de Manning:

$$R = \left[\frac{nV}{S^{1/2}} \right]^{3/2} \quad [4.47]$$

- 3) Calcular el área de la sección, aplicando la ecuación de continuidad ($A=Q/V$ máxima permisible).
- 4) Calcular el perímetro como A/R .
- 5) Obtener los elementos geométricos (ancho del canal y profundidad en el caso de un canal trapezoidal) a partir de las propiedades del canal previamente calculadas.
- 6) Determinar el borde libre.

- Método de la fuerza tractiva
 - 1) Para el material del canal, estimar el coeficiente de rugosidad (n), el ángulo de reposo (α) y la fuerza tractiva máxima (τ_{max})²⁸. Estas últimas características se determinan con ayuda de las Figuras 4.21 y 4.22.

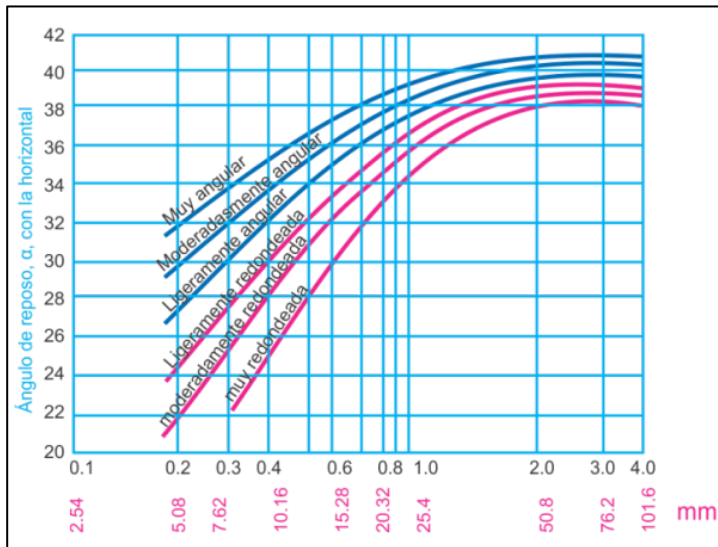


Figura 4.21. - Ángulos de reposo para material no cohesivo (Referencia 4.5)

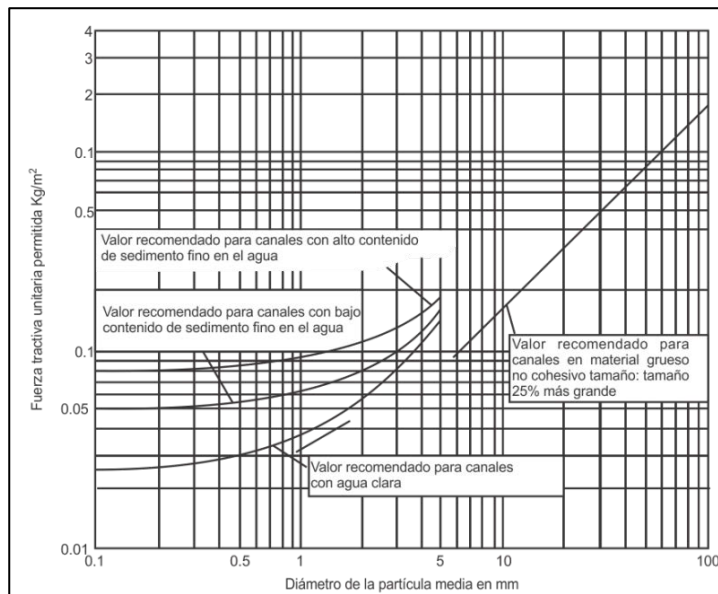


Figura 4.22. - Fuerza tractiva permisible para materiales no cohesivos (Referencia 4.33)

²⁸La unidad de la fuerza tractiva es el N/m²

- 2) Para el grado de sinuosidad del canal, seleccionar el factor de corrección de la fuerza tractiva (C_s), de acuerdo con la Tabla 4.10.

Tabla 4.10. - Factor de corrección por sinuosidad según Lacey (Referencia 4.33)

GRADO DE SINUOSIDAD (LONG. CORRIENTE/LONG. CANAL)	FACTOR DE CORRECCIÓN, C_s
Canal recto	1.00
Sinuosidad baja (pendiente plana o suave)	0.90
Sinuosidad media (pendientes moderadas)	0.75
Sinuosidad alta (pendientes altas)	0.60

- 3) Especificar el talud de las paredes del canal, θ .
- 4) Estimar la relación de la fuerza tractiva, K , entre los lados y el fondo del canal.

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 \theta}} \quad [4.48]$$

Donde: α : Ángulo de reposo del material.

θ : Ángulo del talud de las paredes del canal.

- 5) Determinar la fuerza tractiva permisible, $\tau_{\text{permisible}}$ para el material del canal, tanto en el fondo como en los taludes laterales.

$$\tau_{\text{permisible fondo}} = (C_s \tau_{\text{max}}) \quad [4.49]$$

$$\tau_{\text{permisible lateral}} = K (C_s \tau_{\text{max}}) \quad [4.50]$$

- 6) Asumir que el esfuerzo cortante lateral del canal limita el diseño y determinar la profundidad del flujo uniforme (y).

$$\tau_{\text{permisible lateral}} = 0.76 \gamma y S_0 \quad [4.51]$$

$$y = \frac{\tau_{\text{permisible lateral}}}{0.76 \gamma S_0} \quad [4.52]$$

Donde: γ : Peso específico del agua, en Newtons por metro cúbico (N/m^3).

S_0 : Pendiente longitudinal del canal, en metros por metro (m/m).

- 7) Calcular el ancho requerido del canal (b), despejándolo de la ecuación de Manning.
- 8) Verificar la fuerza tractiva permisible en el fondo del canal, con el valor de "y" calculado en el paso 6.

$$0.97 \gamma y S_0 < \tau_{\text{permisible fondo}} \quad [4.53]$$

Donde el significado de las variables ya ha sido explicado.

- 9) Verificar la velocidad mínima permisible y que el número de Froude se encuentren por fuera de rango crítico.
- 10) Determinar el borde libre.

4.6.1.2. Canales no erosionables o revestidos

Estos canales se construyen para flujos con altas velocidades, para disminuir la sección transversal aumentando la velocidad, para disminuir la tasa de infiltración o para hacer más estable el canal disminuyendo sus costos de mantenimiento.

Su diseño se realiza asumiendo flujo uniforme, aplicando la siguiente metodología:

- 1) Estimar el coeficiente de rugosidad de acuerdo al material del revestimiento por emplear.
- 2) Asumir una geometría considerando la facilidad constructiva, la estabilidad de taludes y los costos, y calcular la altura de la lámina normal a partir de la ecuación de Manning.
- 3) Verificar las velocidades permisibles y que el número de Froude se encuentre por fuera del rango crítico.
- 4) Determinar la altura del revestimiento.
- 5) Determinar el borde libre.

4.6.2. Diseño de estructuras de caída escalonadas, rápidas lisas y escalonadas combinadas

– Estructuras de caída escalonadas

Para las características topográficas del país, con altas pendientes, se requieren estructuras de caída escalonadas con flujo rasante, las cuales han sido analizadas (Referencia 4.22) para pendientes entre 5.7° y 55°, pues la formación total o parcial del resalto hidráulico para un flujo escalón a escalón implica pendientes suaves del terreno.

El diseño consiste en determinar la velocidad (v_w) y la profundidad del flujo (d_w) en la estructura, la energía al final de la estructura (E_{res}) y el incremento de la profundidad del flujo por efecto del aire ($y_{0.9}$) para determinar la altura de muros de la estructura (H_w).

Las metodologías de diseño para estructuras de caída escalonadas con flujo rasante son variadas y todas de carácter experimental, habiendo seleccionado en este Manual la aconsejada por el profesor Ohtsu (Referencia 4.22) dada su trayectoria en esta área de la hidráulica y el hecho de que recoge las últimas experiencias de numerosos investigadores sobre el tema.

Dados un ancho de canal (B), una caída total (H_{dam}), un ángulo del canal (θ) y un caudal de diseño (Q_w), la profundidad crítica se calcula como $d_c = [(Q_w/B)^2/g]^{1/3}$, valor con el que la altura total relativa de caída es H_{dam}/d_c .

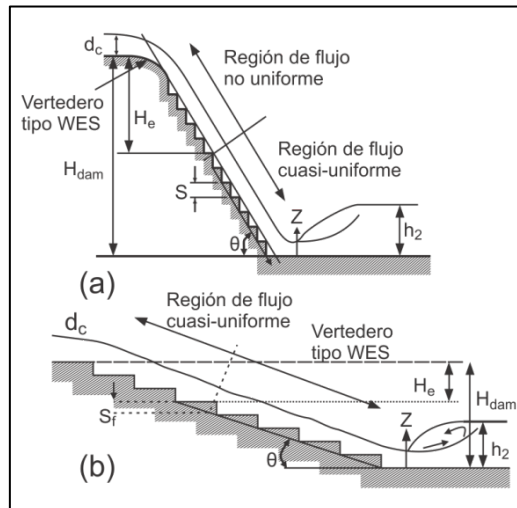


Figura 4.23. - Esquema de definiciones: (a) escalones para $\theta=19, 23, 30$ y 55° , (b) escalones tomados para $\theta = 5.7, 8.5$ y 11.3° (Referencia 4.22)

Posteriormente se selecciona la caída en cada escalón (S) de manera que se forme una condición de flujo tipo rasante. Para ello se debe cumplir la siguiente condición:

$$0.1 \leq S/dc \leq \left(\frac{S}{dc} \right)_s \quad [4.54]$$

$$\left(\frac{S}{dc} \right)_s = \frac{7}{6} (\tan \theta)^{1/6} \quad [4.55]$$

En las anteriores ecuaciones θ se encuentra en grados y se aplica para valores entre 5.7° y 55° . Los autores recomiendan valores de $S/dc > 0.25$ para incrementar las pérdidas de energía en la estructura.

De acuerdo a la experimentación realizada por Ohtsu, las condiciones de flujo cambian en función del ángulo θ y de la altura relativa del escalón S/dc , por lo que el flujo rasante se puede clasificar como tipo A cuando $\theta > 19^\circ$ o cuando $S/dc < (S/dc)_B$ y como tipo B en otro caso. La expresión para tal clasificación es:

$$\left(\frac{S}{dc} \right)_B = 13 \times (\tan \theta)^2 - 2.73 \times \tan \theta + 0.373 \quad \text{para } 5.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ \quad [4.56]$$

Para el flujo tipo A, la lámina de agua es paralela al pseudo-fondo formado por las esquinas exteriores de los escalones, mientras que para el flujo tipo B la lámina de agua fluye parcialmente paralela a la huella del escalón.

El flujo rasante es altamente turbulento, generándose la entrada de grandes cantidades de aire a lo largo del canal desde un punto de "inceptión" hasta un cierto punto en el cual el flujo llega a ser cuasi-uniforme, sección a partir de la cual no se producen variaciones en la profundidad, concentración de aire y velocidad para un caudal dado. La altura necesaria del canal para que se alcance el flujo cuasi-uniforme (He) está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{He}{dc} = (-1.21 \times 10^{-5} \times \theta^3 + 1.6 \times 10^{-3} \times \theta^2 - 7.13 \times 10^{-2} \times \theta + 1.3)^{-1} \left[5.7 + 6.7 \times \exp\left(6.5 \times \frac{S}{dc}\right) \right] \quad [4.57]$$

Si el flujo alcanza la condición cuasi-uniforme, la altura representativa del flujo, dw y la velocidad promedio, $(v_w = (Q_w/B)/d_w = q_w/d_w)$ pueden ser predichas a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{dw}{dc} = \left(\frac{f}{8 \sin \theta} \right)^{1/3} \quad [4.58]$$

En la que el factor de fricción f del flujo es:

$$f = f_{\max} - A \left(0.5 - \frac{S}{dc}\right)^2 \quad \text{para } 0.1 \leq S/dc \leq 0.5 \quad [4.59.a]$$

$$f = f_{\max} \quad \text{para } 0.5 \leq S/dc \leq (S/dc)_s \quad [4.59.b]$$

Para $5.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ$:

$$A = -1.7 \times 10^{-3}\theta^2 + 6.4 \times 10^{-2}\theta - 1.5 \times 10^{-1} \quad [4.60]$$

$$f_{\max} = -4.2 \times 10^{-4}\theta^2 + 1.6 \times 10^{-2}\theta + 3.2 \times 10^{-2} \quad [4.61]$$

Y para $19^\circ < \theta \leq 55^\circ$:

$$A = 0.452 \quad [4.62]$$

$$f_{\max} = 2.32 \times 10^{-5}\theta^2 - 2.75 \times 10^{-3}\theta + 2.31 \times 10^{-1} \quad [4.63]$$

Para el flujo cuasi-uniforme, la energía residual (E_{res}) en el extremo inferior de la estructura se determina con la primera parte de las siguientes expresiones:

- Para flujo tipo A:

$$\left(\frac{E_{res}}{dc}\right)_u = \frac{dw}{dc} \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{dc}{dw}\right)^2 = \left(\frac{f}{8 \sin \theta}\right)^{1/3} \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \theta}\right)^{-2/3} \quad [4.64]$$

- Para flujo tipo B:

$$\left(\frac{E_{res}}{dc}\right)_u = \frac{dw}{dc} + \frac{1}{2} \left(\frac{dc}{dw}\right)^2 = \left(\frac{f}{8 \sin \theta}\right)^{1/3} + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \theta}\right)^{-2/3} \quad [4.65]$$

Finalmente, para el flujo cuasi-uniforme la altura de los muros del canal, H_w está dada por:

$$H_w = 1.4 y_{0.9} \quad [4.66]$$

Siendo $y_{0.9}$ la profundidad del flujo para una concentración de aire de 0.9. Este valor de $y_{0.9}$ se calcula como:

$$y_{0.9} = \frac{dw}{1 - C_{\text{mean}}} \quad [4.67]$$

$$C_{\text{mean}} = D - 0.3 \exp \left[-5 \left(\frac{S}{dc} \right)^2 - 4 \frac{S}{dc} \right] \quad [4.68]$$

$$D = 0.300 \quad \text{para } 2.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ \quad [4.69.a]$$

$$D = -20 \times 10^{-4} \times \theta^2 + 2.14 \times 10^{-2} \times \theta - 3.57 \times 10^{-2} \quad \text{para } 19^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad [4.69.b]$$

La variable C_{mean} es la concentración media de aire.

En las estructuras en que no se alcanza a desarrollar el flujo cuasi-uniforme, la energía residual (E_{res}) se calcula como:

$$\frac{E_{\text{res}}}{dc} = 1.5 + \left[\left(\frac{E_{\text{res}}}{dc} \right)_u - 1.5 \right] \left[1 - \left(1 - \frac{H_{\text{dam}}}{H_e} \right)^{\frac{\theta}{25} + 4} \right] \quad [4.70]$$

Esta ecuación es válida para $5.0 \leq H_{\text{dam}}/dc \leq H_e/dc$.

El parámetro $(E_{\text{res}}/dc)_u$ se calcula con la segunda parte de las ecuaciones [4.64] y [4.65].

Se calcula, entonces, para este flujo no uniforme la altura representativa del flujo (dw) y la velocidad promedio (v_w) por tanteos a partir de la ecuación:

$$E_{\text{res}} = dw \times \cos \theta + \frac{v_w^2}{2g} \quad \text{para flujo tipo A} \quad [4.71.a]$$

$$E_{\text{res}} = dw + \frac{v_w^2}{2g} \quad \text{para flujo tipo B} \quad [4.71.b]$$

Al igual que para el flujo cuasi-uniforme, para el flujo no uniforme, se calcula aplicando las ecuaciones [4.66] y [4.69].

La experimentación llevada a cabo por Ohtsu et al se realizó con un modelo en el que la cresta del canal corresponde a la de un vertedero tipo WES, por lo que se considera necesaria la construcción de este mismo tipo de cresta en la estructura, empleando la siguiente ecuación para el perfil:

$$x^{1.85} = 2Hd^{0.85} y \quad [4.72]$$

Tomándose $Hd = dc$, y siendo “x” y “y” las coordenadas de la cresta.

Para finalizar la descripción del funcionamiento hidráulico de la estructura, se definen las características del resalto hidráulico que se produce en el extremo inferior de las escaleras definiendo la altura conjugada (Y2) y la longitud de desarrollo del resalto, con las siguientes expresiones:

$$Y2 = \frac{Y1}{2} \left[-1 + \left(1 + 8 \times \frac{q^2}{g \times Y1^3} \right)^{1/2} \right] \quad [4.73]$$

$$\frac{L}{Y1} = 220 \times \tanh \frac{F1 \times 1}{22} \quad [4.74]$$

Siendo Y1 y F1 la altura y el número de Froude en el inicio del resalto y g la aceleración de la gravedad.

Con las variables de funcionamiento hidráulico de la estructura de escalones, se revisa que las velocidades en el canal sean inferiores a las máximas permitidas en función del revestimiento seleccionado, que la altura de muros no sea desbordada por el flujo y la geometría y condiciones del canal de salida al final de la estructura.

– Canal de pantallas deflectoras (CPD)

Se trata de estructuras de vertimiento de fondo liso que incluyen cada cierta distancia una serie de elementos disipadores de energía del flujo, es decir, la energía se disipa a lo largo del canal y no al final como sucede con las rápidas lisas. Su diseño, respaldado por investigaciones llevadas a cabo en la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales (Referencia 4.17), se presenta textualmente a continuación para dos tipos de estructuras combinadas: el canal de pantallas deflectoras (CPD) para pendientes entre 10% y 50% y el canal de rápidas con tapa y columpio (CRTC) para pendientes mayores al 50%²⁹.

²⁹Es necesario recordar que se debe analizar la estabilidad geotécnica de la estructura (Ver figura 4-5).

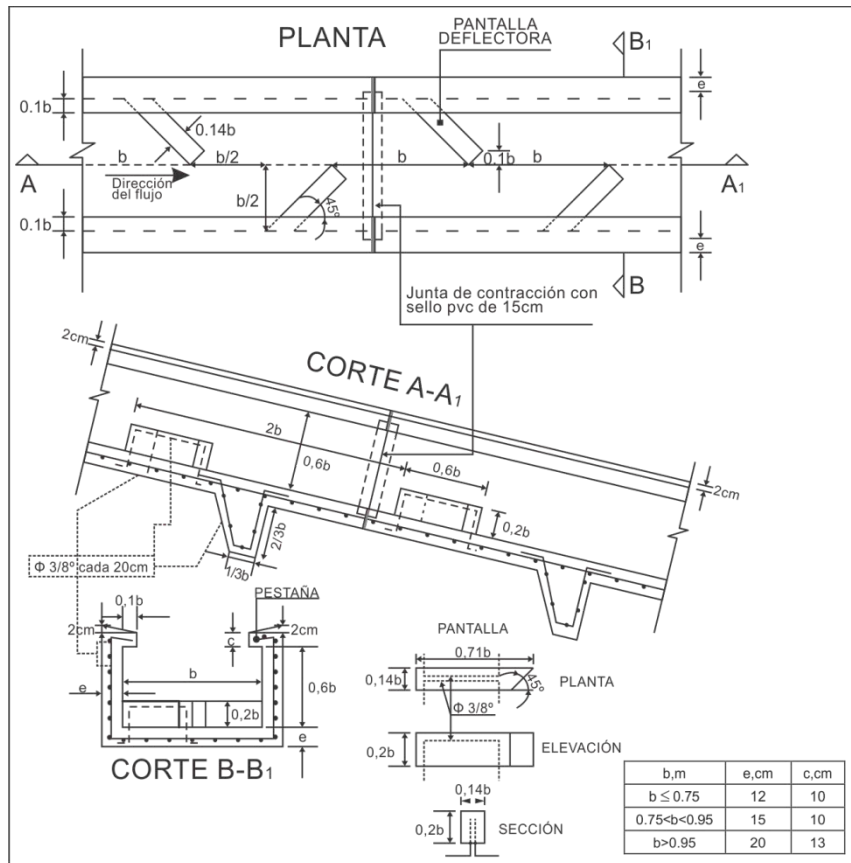


Figura 4.24. - Refuerzo estructural sugerido para el CPD original (Referencia 4.17)

Los criterios de diseño establecidos por el Ing. Jorge Ramírez Giraldo en 1978 (ver Referencia 4.17) son los siguientes:

- La sección debe diseñarse para el tramo de mayor pendiente que presente el perfil longitudinal del canal, y esa misma servirá para pendientes menores.
- La velocidad de entrada al canal no debe ser mayor que la que tendría dentro de él en una pendiente del 50%. Si no se cumple esta condición, se puede lograr la disipación dentro del mismo canal aumentando la altura y/o la pestaña en el tramo inicial. Se recomienda estudiar este caso con un modelo hidráulico para las condiciones particulares.
- La entrega del canal puede consistir en aletas y enrocado, prescindiendo de la estructura de disipación de energía si el último tramo del canal es de pendiente moderada.

- Deben calcularse curvas horizontales y verticales evitando así quiebres pronunciados en su trayecto que podrían producir desborde y erosión en la estructura. En el caso de que se requieran curvas horizontales con mayor curvatura que la calculada, basta con aumentar convenientemente la pestaña del lado exterior.
- Se deben colocar drenajes paralelos para evitar las subpresiones.
- La entrega de tributarios al canal, como tuberías, cunetas, etc., debe efectuarse en el punto medio entre dos pantallas consecutivas del mismo lado y a altura mayor que la de las pantallas, sin interrumpir la pestaña superior del canal.
- Las pantallas pueden prefabricarse, mientras sea práctico, y pueden dejarse cortas con el objeto de permitir un espacio entre ellas y las paredes del canal, para simplificar la formaleta lateral. El espacio se rellenará posteriormente con concreto.
- El diseño es aplicable también a alcantarillas de cajón, aumentando convenientemente la altura para permitir aireación”

Se presenta a continuación la metodología original de diseño del CPD. Investigaciones llevadas a cabo en la Universidad Nacional en el año 2003 definen un CPD alterno, aplicable cuando esta estructura debe combinarse con un CRTC. De requerirse únicamente un canal con pantallas, se puede emplear el CPD original o el alterno.

La metodología es la siguiente:

- 1) Obtener el valor del ancho del canal (b), a partir del cual se definen las restantes dimensiones del mismo.

$$b = 0.98 Q^{0.4} \quad \text{para pendiente de 10\%} \quad [4.75]$$

$$b = 1.04 Q^{0.4} \quad \text{para pendiente de 50\%} \quad [4.76]$$

Donde: b: Ancho del CPD, en metros (m).

Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

Para pendientes intermedias se puede interpolar linealmente el valor de b, pero la diferencia es tan pequeña, que si el canal no es muy largo se puede tomar el ancho para un pendiente del 50%.

- 2) Obtener el valor de la velocidad promedio del agua en el CPD (V) a partir de la pendiente y el caudal de diseño.

$$V = 2.64 Q^{0.2} \quad \text{para pendiente de 10\%} \quad [4.77]$$

$$V = 4.42 Q^{0.2} \quad \text{para pendiente de 50\%} \quad [4.78]$$

Donde: V: Velocidad promedio en el CPD, en metros por segundo (m/s).

Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

Aquí también se puede interpolar linealmente la velocidad o asumirla para la condición más desfavorable, es decir, una pendiente del 50%. Este valor de velocidad se verifica para el material seleccionado (ver Tabla 4.4).

Para el diseño del CPD alterno, la metodología empleada es la siguiente:

- 1) Obtener el valor del ancho del canal (a), a partir del cual se definen las restantes dimensiones del mismo.

$$a = 0.905 Q^{0.4} \quad \text{para todas las pendientes} \quad [4.79]$$

En donde: a: Ancho del CPD alterno, en metros (m).

Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

- 2) Obtener el valor de la velocidad promedio del agua en el CPD (V) a partir de la pendiente y el caudal de diseño.

$$V = 4.89 Q^{0.2} \quad \text{para pendiente de 10\%} \quad [4.80]$$

$$V = 5.328 Q^{0.2} \quad \text{para pendiente de 50\%} \quad [4.81]$$

En donde: V: Velocidad promedio en el CPD, en metros por segundo (m/s).

Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/s):

Para pendientes diferentes, se interpolan linealmente los valores de velocidad o se asume la correspondiente a una pendiente del 50%, comparándola con la máxima permisible de acuerdo al material del CPD (ver Tabla 4.2).

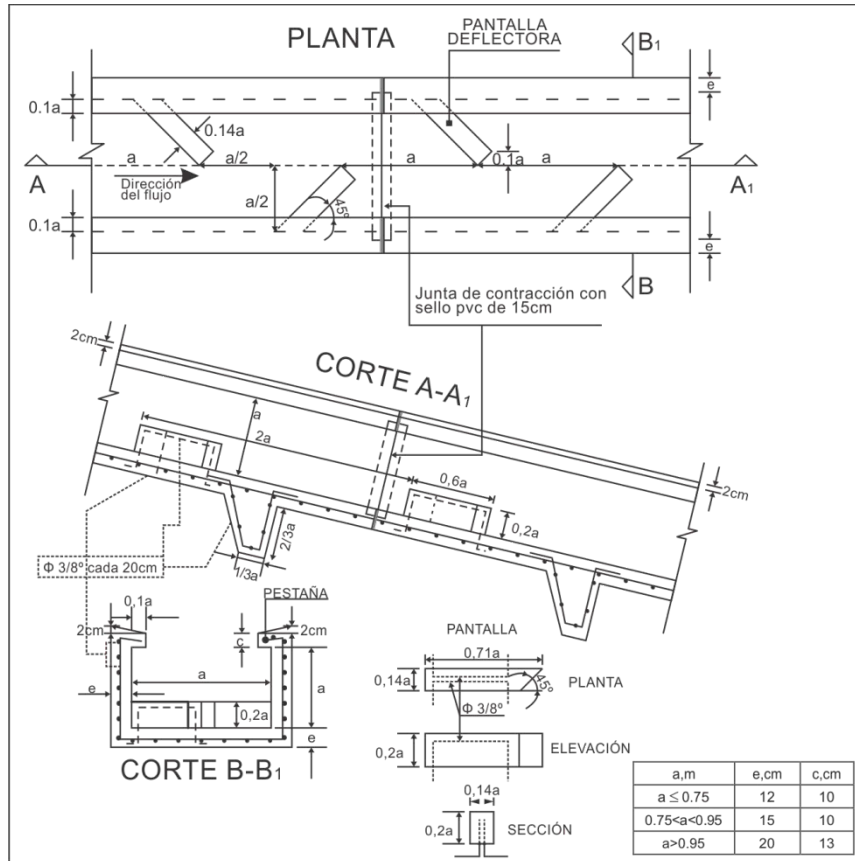


Figura 4.25. - Refuerzo estructural sugerido para el CPD alternativo (Referencia 4.17)

– Canal de rápidas con tapa y columpio (CRTC)

Los criterios de diseño de esta estructura son los siguientes:

- “La sección debe diseñarse para el tramo de mayor pendiente que presente el perfil longitudinal del canal, y esa misma servirá para pendientes menores.
- La superficie del fondo y paredes debe ser lisa (p.e. concreto pulido) facilitando el mantenimiento.
- La velocidad de entrada al canal no debe ser mayor que la que tendría dentro de la primera rápida.

- Se deben colocar filtros paralelos para evitar empujes por subpresión, cuyo tipo y cantidad se definen para cada caso según las características del suelo.
- Si el canal se desarrolla a lo largo de un talud estabilizado con terrazas, se hacen coincidir los columpios con esas terrazas, en las cuales la tapa horizontal del columpio sirve de puente para el tránsito de personas sobre ellas.
- Se deben conectar los colectores laterales (zanjas colectoras interiores en las terrazas) en la parte alta interior de los escalones.
- Las condiciones de entrega en el extremo inferior del canal pueden ser la de un último columpio, o la de una pequeña estructura de disipación que remata en aletas y enrocado.
- En el extremo de cada columpio, antes del inicio de la siguiente rápida, puede construirse una ranura hasta la profundidad del fondo del columpio, que evite que agua se estanque en él.

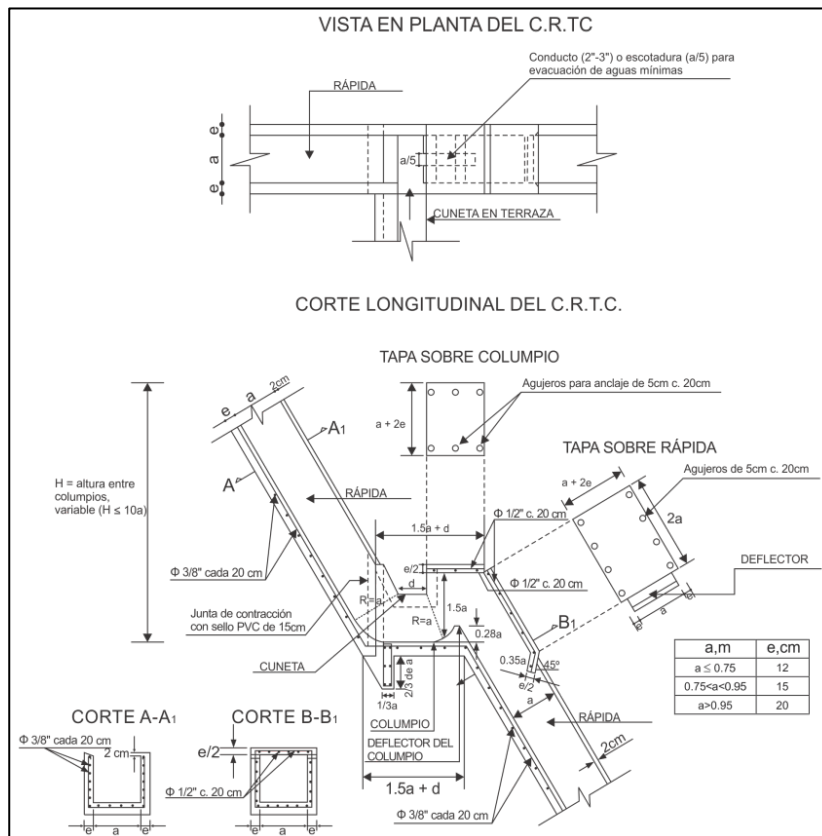


Figura 4.26. - Canal de Rápidas con Tapa y Columpio. Diseño geométrico y refuerzo estructural sugerido (Referencia 4.17)

La metodología de diseño es la siguiente:

- 1) Obtener el valor del ancho del canal (a), a partir del cual se definen las restantes dimensiones de la estructura. Como se observa, este valor de “a” es el mismo calculado para el CPD alternativo:

$$a = 0.905 Q^{0.4} \quad [4.82]$$

Donde: a: Ancho del CRTC alternativo, en metros (m).

Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

- 2) Obtener el valor de V_{rap} , velocidad máxima en cualquier rápida del CRTC (antes de entrar al columpio) y de V_{prom} , velocidad promedio a lo largo del CRTC, en función del caudal de diseño:

$$V_{rap} = 9.457 Q^{0.2} \quad [4.83]$$

$$V_{prom} = 7.230 Q^{0.2} \quad [4.84]$$

Siendo: V_{rap} : Velocidad máxima en la rápida del CRTC (antes de entrar al columpio), en metros por segundo (m/s).

V_{prom} : Velocidad promedio a lo largo de la rápida del CRTC, en metros por segundo (m/s)³⁰.

El valor de V_{rap} se debe comparar con la velocidad máxima admisible para el material de la CRTC.

En la Referencia 4.17 también se tratan los casos en que un CPD entrega a un CRTC o viceversa.

4.6.3. Bateas, vados o badenes

Estas estructuras superficiales, muy usadas en vías terciarias, generalmente construidas en concreto, permiten simultáneamente el paso del tránsito vehicular y de pequeñas quebradas o arroyos.

³⁰Como lo expresa el autor de la investigación (Referencia 4.17), la velocidad promedio sólo tiene interés académico e investigativo.

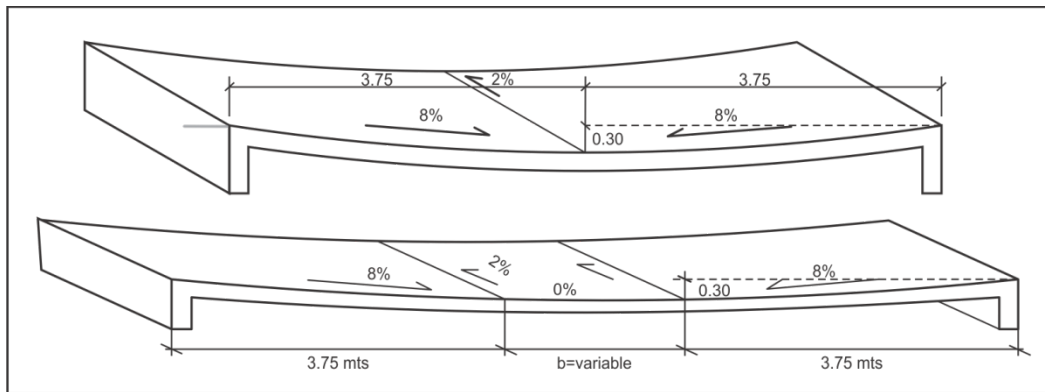


Figura 4.27. - Bateas típicas (Referencia 4.23)

Su diseño corresponde al de un canal asumiendo flujo uniforme (expresión de Manning), verificando que la lámina o nivel de agua no supere una altura de 30 cm para un caudal de diseño con periodo de retorno de 2 años.

Su sección es generalmente triangular, pero en caso de que se requiera una mayor capacidad, la sección trapezoidal es recomendable.

Ejemplo

Para un caudal de 1,787 l/s se requiere diseñar un canal no revestido con alineamiento recto en un material arcilloso, en un terreno con pendiente del 0.5%

Se selecciona un canal de sección trapezoidal con taludes laterales de 1V:1 ¼ H ($\theta=51.3^\circ$), de acuerdo con la Tabla 4.8.

Para un material arcilloso y de acuerdo con la Tabla 4.9, la velocidad máxima permisible es de 1.50 m/s (para agua con sedimentos) y el esfuerzo tractivo máximo, (τ_{max}) es de 2.25 kg/m².

El ángulo de reposo de la arcilla es de 37° y se toma un coeficiente de rugosidad $n = 0.025$

Diseño del canal con el método de la velocidad máxima permisible

El procedimiento para diseñar el canal es el siguiente:

- 1) Material del canal, coeficiente de rugosidad, talud y la velocidad máxima permisible. El material del canal es arcilla, con un coeficiente de rugosidad $n = 0.025$, un talud de 1V:1 ¼H y una velocidad máxima permisible de 1.50 m/s

- 2) Cálculo del radio hidráulico R a partir de la ecuación de Manning:

$$R = \left(\frac{nV}{S^{1/2}} \right)^{3/2} = \left(\frac{0.025 \times 1.50}{0.005^{1/2}} \right)^{3/2} = 0.3862 \text{ m}$$

- 3) Cálculo del área de la sección aplicando la ecuación de continuidad (A=Q/V máxima permisible):

$$A = 1.7870/1.50 = 1.1913 \text{ m}^2$$

- 4) Cálculo del perímetro como A/R:

$$P = A/R = 1.1913/0.3862 = 3.0847 \text{ m}$$

- 5) Obtención de los elementos geométricos del canal:

Los valores de área y perímetro se satisfacen para una base de 0.94 m y una lámina de agua de 0.67 m.

- 6) Determinar el borde libre:

Aplicando la ecuación 4.43, el borde libre del canal es:

$$BL = 0.09 \times Q + 0.41 = 0.09 \times 1.787 + 0.41 = 0.57 \text{ m}$$

Las dimensiones finales del canal son: base 0.95 m, altura 1.25 m, taludes 1V:1 ¼ H

Diseño del canal aplicando el método de la fuerza tractiva:

- 1) Coeficiente de rugosidad (n), ángulo de reposo (α) y fuerza tractiva máxima (τ_{\max})

Para el material del canal (arcilla), las variables de diseño son:

- Coeficiente de rugosidad, $n = 0.025$
- Ángulo de reposo, $\alpha = 37^\circ$
- Fuerza tractiva máxima, $\tau_{\max} = 2.25 \text{ kg/m}^2 = 22.07 \text{ N/m}^2$

- 2) Selección del factor de corrección de la fuerza tractiva (Cs) de acuerdo al grado de sinuosidad del canal:

Para un canal recto, de la Tabla 4.1, el valor de Cs = 1.0

- 3) Talud de las paredes del canal, θ .

Para un canal en arcilla, el talud de las paredes del canal $\theta=51.3^\circ$

- 4) Estimación de la relación de la fuerza tractiva, K, entre los lados y el fondo del canal:

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 \theta}} = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 37^\circ}{\text{sen}^2 51.3^\circ}} = 0.6366$$

Siendo: α : Ángulo de reposo del material, $\alpha = 37^\circ$

θ : Ángulo del talud de las paredes del canal, $\theta = 51.3^\circ$

- 5) Determinación de la fuerza tractiva permisible ($\tau_{\text{permisible}}$) para el material del canal, tanto en el fondo como en los taludes laterales:

$$\tau_{\text{permisible fondo}} = (C_s \tau_{\text{max}}) = 22.07 \text{ N/m}^2$$

$$\tau_{\text{permisible lateral}} = K (C_s \tau_{\text{max}}) = 14.05 \text{ N/m}^2$$

- 6) Determinación de la profundidad del flujo uniforme (y):

$$y = \frac{\tau_{\text{permisible lateral}}}{0.76 \gamma S_0} = \frac{14.05}{0.76 \times 9.81 \times 0.005} = 0.3769 \text{ m}$$

Siendo: γ : Peso específico del agua, $\gamma = 9,810 \text{ N/m}^3$

S_0 : Pendiente longitudinal del canal, $S_0 = 0.005 \text{ m/m}$

- 7) Calcular el ancho requerido del canal (b), despejándolo de la ecuación de Manning:

La ecuación de Manning se satisface para un valor de $b = 3.16 \text{ m}$

- 8) Verificación de la fuerza tractiva permisible en el fondo del canal:

$$0.97 \times \gamma \times y \times S_0 = 0.97 \times 9810 \times 0.3769 \times 0.005 = 17.93 \text{ N/m}^2 < \tau_{\text{permisible fondo}} = 22.07 \text{ N/m}^2$$

Se verifica que la fuerza tractiva en el fondo del canal es menor que la fuerza tractiva permisible en el fondo.

- 9) Verificar la velocidad mínima permisible y que el número de Froude se encuentren por fuera de rango crítico:

La velocidad en el canal proyectado es de 1.30 m/s, mayor a la mínima velocidad recomendada de 1.20 m/s. El Número de Froude es, a su vez, de 0.72, por fuera del rango crítico 0.90 a 1.10.

- 10) Determinar el borde libre:

Aplicando la ecuación 4.43, el borde libre del canal es:

$$BL = 0.09 Q + 0.41 = 0.09 \times 1.787 + 0.41 = 0.57 \text{ m}$$

Las dimensiones finales del canal son: base 3.16 m, altura 0.95 m, **taludes 1V:1 ¼ H.**

Ejemplo

Se requiere diseñar la estructura de descole de una alcantarilla de 0.90 m de diámetro que transporta un caudal de 1.20 m³/s. El terreno sobre el cual se desarrollará el descole forma un ángulo con la horizontal de 30° y es de material arenoso con un ángulo de reposo de 34°. La estructura de descole se debe llevar hasta una distancia de 26 m, 15 m por debajo de la salida de la alcantarilla.

Solución

1. Cálculo del ancho del CPD

El ancho “b” del canal de pantallas deflectoras se calcula con las ecuaciones 4.75 y 4.76:

Para pendiente de 10%:

$$b = 0.98Q^{0.4} = 0.98 \times 1.20^{0.4} = 1.05 \text{ m}$$

Para pendiente de 50%:

$$b = 1.04Q^{0.4} = 1.04 \times 1.20^{0.4} = 1.12 \text{ m}$$

Interpolando para una pendiente del 30%, el valor de b = 1.08 m

2. Cálculo de la velocidad promedio del agua en el CPD:

$$V = 2.64Q^{0.2} = 2.64 \times 1.20^{0.2} = 2.74 \text{ m/s} \quad \text{para pendiente del 10\%}$$

$$V = 4.42Q^{0.2} = 4.42 \times 1.20^{0.2} = 4.58 \text{ m/s} \quad \text{para pendiente del 50\%}$$

Para una pendiente del 30%, la velocidad V = 3.66 m/s.

A partir de los anteriores resultados se establecen las dimensiones del CPD con base en el valor del ancho, b=1.08 m y el material a partir de la velocidad, V = 3.66 m/s, la cual es suficientemente soportada por el concreto.

El diseño de la estructura termina con la verificación de la estabilidad geotécnica de la estructura (Figura 4.4.), de acuerdo a la cual:

$$\frac{\tan\phi}{\tan\alpha} = \frac{\tan 34^\circ}{\tan 30^\circ} = 1.17 < 1.5$$

Como el valor del factor de seguridad es menor de 1.5, el canal debe proveerse de dientes o llaves para su anclaje.

Ejemplo

Para el mismo problema anterior, se realiza a continuación el diseño de la alternativa con una estructura tipo rápida escalonada.

Solución

En primer lugar, se selecciona un ancho para las escaleras, $B = 1.0$ m y una caída, $S = 0.50$ m y se verifica que el tipo de flujo sea rasante y, en caso de serlo, se determina si es del tipo A o del tipo B y si alcanza a desarrollarse el flujo cuasi-uniforme o sólo se desarrolla el flujo no uniforme.

En las secciones 1 y 3 del siguiente cuadro se tabulan estos cálculos.

Datos de entrada				
1	Ancho canal, B (m):	1.00		
	Altura total caída, Hdam (m):	15.00	($2.64 \leq Hdam \leq 10.99$ ó $Hdam > 10.99$) Ok	
	Ángulo canal, θ (°):	30.00	($5.7^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$)	
	Caudal de diseño, Q_w (m^3/s):	1.20		
	Altura escalón, S (m):	0.50		
Funcionamiento hidráulico flujo escalón a escalón				
2	Caudal unitario, q_w ($m^3/s/m$):	1.20	Profundidad secante a la salida del resalto, y_2 (m): 0.87	
	Número de caída, D:	1.174	Número de Froude, F_1 : 2.45	
	Longitud de caída, L_d (m):	2.25	Longitud desarrollo (Hager (en Chaudry)), 4.18	
	Nivel piscina bajo napa, y_p (m):	0.52	Longitud mínima huella (m): 6.43	
	Profundidad al inicio del resalto, y_1 (m):	0.29		
Funcionamiento hidráulico flujo rasante				
3	Caudal unitario, q_w ($m^3/s/m$):	1.20	Velocidad para dc (m/s): 2.27	
	Altura crítica, dc (m):	0.53	Carga para dc , H_d (m): 0.79	
	Altura relativa del escalón, S/dc :	0.95		
	Tipo de flujo	rasante	Límite altura relativa para formación flujo tipo rasante (S/dc) $_s =$	1.06
	flujo cuasi-uniforme	tipo A	Límite altura relativa para formación flujo tipo B (S/dc) $_B =$	>19°. No hay flujo tipo B
	Altura flujo uniforme, H_e (m):	10.99	Altura relativa para formación del flujo cuasiuniforme, $H_e/dc =$	20.83
	Factor de fricción, f :	0.169		
		A 0.452	$f_{max} =$	0.17
	Energía residual, $E_1 = E_{res}$ (m):	2.35		
		Flujo cuasi-uniforme (E_{res}/dc) $_u$ 4.46	Flujo no uniforme (E_{res}/dc)	N.A.
6	Profundidad del flujo en la rápida, d_w	0.18	Velocidad flujo en la rápida, V_w 6.53	
	Flujo cuasi-uniforme	0.18	Flujo cuasi-uniforme 6.53	
	Flujo no uniforme	2.34	Flujo no uniforme 0.51	
7	Altura de muros, H_w (m):	0.26		
	Concentración media de aire, C_{mean}	0.43	Profundidad para $C=0.9$ (m), $y_{0.9}$: 0.18	
Salto hidráulico en la salida de la estructura				
8	Altura inicial, Y_1 (m):	0.18	Altura conjugada, Y_2 (m): 1.27	
	Número de Froude, F_1 :	5.22	Longitud desarrollo (Hager (en Chaudry)), L_d (m): 7.67	
Geometría estructura				
9	Dimensión escalones			
	Huella (m):	0.87	Contrahuella (m): 0.50	
	Altura mínima muros (m):	0.26	Longitud huella final (m): 7.67	

Se observa que para un ancho $B = 1.0$ m, la profundidad crítica en el canal rectangular es $d_c = 0.53$ m, con la cual la altura relativa del escalón $S/d_c = 0.95$ es menor al valor máximo de $(S/d_c)_c = 1.06$ (ecuación [4.55]) para que se presente flujo tipo rasante.

Al ser mayor de 19° la inclinación de la estructura, el flujo es tipo A y al tener una altura total de 15 m ($H_{dam}/d_c = 28.30$), superior a un valor de $H_e = 10.99$ m ($H_e/d_c = 20.83$ obtenido con la ecuación 4.57), el flujo casi-uniforme.

Como comparación, se presenta en la sección 2 del cuadro, el cálculo de la escalera con flujo escalón a escalón aplicando el método del número de caída (Referencia 4.33). Para una caída de 0.50 m, la longitud mínima de la estructura para que se desarrolle el resalto hidráulico en el escalón es de 6.43 m; es decir, la pendiente del terreno debe ser de 4.4° para poder acomodar la estructura, muy baja para las condiciones topográficas del descole.

Una vez verificado que el tipo de flujo en la estructura cae dentro del rango de aplicación trabajado por Ohtsu, se calcula el factor de fricción con las ecuaciones [4.59] a [4.63].

Otras variables hidráulicas importantes para el diseño, presentadas en las secciones 5, 6 y 7 del cuadro se calculan con las ecuaciones [4.64] a [4.71].

Se resalta la gran velocidad del flujo en la rápida: 6.53 m/s, lo que implica el empleo de concretos con resistencia mínima de 210 kg/cm^2 , de acuerdo con la Tabla 4.2.

Se observa, también, que la altura de muros es superior a la profundidad del flujo para considerar el hinchamiento que sufre el flujo por el atrapamiento de aire. Sobre esta altura se puede dejar el borde libre adecuado.

En la sección 8 del cuadro se presenta un análisis de la longitud necesaria en la parte final de la estructura, en la cual es conveniente permitir el desarrollo del resalto hidráulico, para disipar la energía antes de su entrega final.

Finalmente, en la sección 9 del cuadro se resumen las dimensiones de la estructura obtenidas del análisis de flujo rasante, las cuales se ajustan, naturalmente, a la pendiente del terreno de 30° .

Otro aspecto a considerar es el del vertedero inicial de la estructura, el cual debe ser tipo WES, con perfil calculado con la ecuación [4.72].

4.7. INFORMACIÓN EN PLANOS

4.7.1. Planos planta-perfil

Para alcantarillas se debe incluir el siguiente contenido: localización de alcantarillas (abscisa o PR), tipo de sección con dimensiones, longitud de la estructura, ángulo de sesgo, tipo de entrada, tipo de salida, obras complementarias de encole y descole.

En perfil, la información sobre alcantarillas será: localización de alcantarillas (abscisa o PR), tipo de sección con dimensiones, pendiente, cotas de entrada y salida (ya sean cotas clave o batea, lo cual se debe indicar).

Dentro del informe se debe presentar un plano de planta en el que se muestren el puente con su infraestructura y las secciones empleadas para la modelación hidráulica.

Plano de sección por el eje del puente, en el que se muestre la implantación del puente, el nivel máximo del agua y la superficie de socavación. Se deben mostrar las restantes secciones transversales levantadas en campo, correspondientes a las secciones de la modelación.

Información sobre cunetas: su costado, inicio, punto de descarga, tipo de cuneta y pendiente (si es diferente a la de la vía); podrá ser presentada como listado.

4.7.2. Planos de detalle

Se presentará un plano de estructuras típicas: alcantarilla de diámetro 0.90 m implantada en secciones típicas de corte, terraplén y media ladera. Detalles de cajas colectoras, aletas de salida, tipo y cimentación de la tubería, cunetas y filtros y su colocación con respecto a la estructura de pavimento, entrega de cunetas a cajas colectoras, encoles y descoles típicos.

Para las alcantarillas diferentes a las típicas (aquéllas con diámetro diferente de 0.90 m), se deberá incluir la sección transversal por el eje de la alcantarilla, indicando dimensiones, longitudes y cotas.

También se deberán incluir los planos de detalle de todas las estructuras de entrada, salida, encoles y descoles no típicos.

Se deberán presentar, para todas las estructuras, los planos con sus refuerzos estructurales, cuadro de armaduras y cantidades de obra.

4.8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 4.1 BARNES HARRY H, “Roughness Characteristics of Natural Channels”, U.S. Geological Survey, Water Supply Paper 1849.
http://pubs.usgs.gov/wsp/wsp_1849/pdf/wsp_1849.pdf (Consultada en diciembre 2009).
- 4.2 BRIGHETTI G. & SCARATI MARTINS J. R., “Estabilização e Proteção de Margens”, Universidade de São Paulo. Escola Politécnica, Departamento de engenharia hidráulica e sanitária. Abril, 2001.
<http://www.fcth.br/public/cursos/phd5023/Protecao.pdf> (Consultada en enero 2010).
- 4.3 CHANSON H, “Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways”, Pergamon, First edition, 1994.
- 4.4 CHANSON H, “Hidráulica del flujo en canales abiertos”, McGraw-Hill Interamericana S.A. Bogotá, 2002.
- 4.5 CHAUDRY M. H, “Open-Channel Flow”, Prentice Hall Inc., USA, 1993.
- 4.6 CORPOCALDAS & INVIAS. “Manual para el control de la erosión”, Manizales, 1998.
- 4.7 DUARTE AGUDELO C. A., “Introducción a la hidráulica de canales”, Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá, Segunda edición, Bogotá, 2009.
- 4.8 FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, “Hydrain-Integrated Drainage Design Computer System. Volume V. HY8-Culverts”, Washington D.C., March 1999.
- 4.9 FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, “Hydraulic Design of Highway Culverts. Hydraulic Design Series Number 5 (HDS 5)”, J. M. Norman, R. J. Houghtalen, W. J. Johnston, Virginia, September 1985.
<http://isddc.dot.gov/OLPFiles/FHWA/015808.pdf> (Consultada en diciembre 2009).
- 4.10 FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, “Urban Drainage Design Manual. Hydraulic Engineering Circular No. 22 (HEC 22)”, Second Edition, S.A. Brown, S.M. Stein, J.C. Warner, July 2001.
<http://isddc.dot.gov/OLPFiles/FHWA/010593.pdf>

- 4.11 FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, “Introduction to Highway Hydraulics. Hydraulic Design Series Number 4 (HDS 4)”, J. D. Schall, E. V. Richardson and J. L. Morris, Washington, D.C., August 2001.
http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/08090/HDS4_608.pdf
- 4.12 INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, “Manual de Diseño Geométrico de carreteras”, Bogotá, 2008.
- 4.13 JAIN C. SUBASH. “Open-Channel flow”, John Wiley & Sons, Inc. 2001.
- 4.14 MARTÍN VIDE J. P., “Ingeniería de ríos”, Editorial Alfaomega – Ediciones Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2003.
- 4.15 MAYS LARRY, EDITOR IN CHIEF, “Hydraulic Design Handbook”, McGraw-Hill Professional, 1 edition, 29 July 1999.
- 4.16 MAYS L., EDITOR IN CHIEF “Storm water Collection Systems Design Handbook”, McGraw-Hill Professional, 1 edition, 26 April 2001.
- 4.17 MEJÍA FERNÁNDEZ F., “Estructuras de vertimiento de aguas en laderas de media a fuerte pendiente canal de pantallas deflectoras (CPD) y canal de rápidas con tapa y columpio (CRTC)”, Universidad Nacional de Colombia – sede Manizales, s/f.
http://www.manizales.unal.edu.co/gestion_riesgos/descargas/ponencias/Manual_estructuras_vertimiento.pdf
- 4.18 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE, “Drenaje superficial. Instrucción 5.2-IC, Madrid, España, 1990.
- 4.19 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, “Manual de Carreteras. Volumen II. Parte II”, Dirección General de Obras Públicas. Dirección de Vialidad, Santiago de Chile, Junio 2002.
- 4.20 MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES DO BRASIL, “Manual de Drenagem de Rodovias” Departamento Nacional de Infra-estrutura de transportes, Publicação IPR – 724, Rio de Janeiro, 2006.
- 4.21 NAUDASCHER E., “Hidráulica de canales”, Limusa Noriega Editores. México, 2001.
- 4.22 OHTSU, Y. YASUDA & TAKAHASHI M., “Flood Characteristics of Skimming Flows in Stepped Channels”, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 130, No. 9, ASCE, September 2004.

- 4.23 PROGRAMA DE APOYO AL SECTOR TRANSPORTE (PAST— DANIDA). REPÚBLICA DE NICARAGUA “Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en caminos rurales” Septiembre 2004.
<http://www.mti.gob.ni/docs/PAST%20DANIDA/Guia%20Hidrau%20Final.pdf>
- 4.24 SENTURK F., “Hydraulics of Dams and Reservoirs”, Water Resources Publication U.S.A., 1994.
- 4.25 SÉTRA – SERVICE D’ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ETAUTOROUTES - MINISTRY OF TRANSPORT AND INFRASTRUCTURE OF FRANCE, “Technical guide road drainage”, March 2006, traducido al inglés en agosto de 2007.
http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0605A_Road_drainage (pdf consultada en diciembre 2009).
- 4.26 SUÁREZ DÍAZ J., “Manual de ingeniería para el control de la erosión”, CDMB-Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga. 1992.
- 4.27 SUÁREZ DÍAZ J., “Control de erosión en zonas tropicales”, Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, 2001.
- 4.28 SUÁREZ DÍAZ J., “Deslizamientos-Técnicas de remediación, tomo II”, Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga. Febrero 2009.
http://erosion.com.co/libro_deslizamientos/Tomo%20II/cap2.pdf
- 4.29 TEXAS DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, “Hydraulic Design Manual”, March 2004.
<http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/hyd/hyd.pdf>
- 4.30 US ARMY CORPS OF ENGINEERS. HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER, “HEC-RAS River Analysis System-Hydraulic Reference manual version 4.0”, March 2008.
http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documents/HEC-RAS_4.0_Reference_Manual.pdf
- 4.31 USBR - UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR - BUREAU OF RECLAMATION, “Design of Small Dams”, Water Resources Technical Publication, Third edition, 1987.

4.32 USGS-UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY WATER-SUPPLY, "Metric Version Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains" Arcement G.J., Jr. & V.R. Schneider, Paper 2339, 1984.

<http://www.fhwa.dot.gov/BRIDGE/wsp2339.pdf> consultada en diciembre 2009

4.33 VEN TE CHOW, "Hidráulica de Canales Abiertos", McGraw-Hill Interamericana S.A. Bogotá, 1994.

4.34 WOLMAN M. G, "A method of sampling coarse river-bed material", Transactions American Geophysical Union, Vol. 35 No. 6., pp 951-956, December 1954.

<http://relicensing.pcwa.net/documents/Library/PCWA-L-161.pdf>



Drenaje Subsuperficial

5

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 5. DRENAJE SUBSUPERFICIAL	5 - 1
5.1. CONSIDERACIONES GENERALES Y PRINCIPIOS BÁSICOS	5 - 1
5.1.1. Objetivos del drenaje subsuperficial	5 - 1
5.1.2. Principios generales del drenaje subsuperficial	5 - 1
5.1.3. Funciones básicas del drenaje subsuperficial	5 - 2
5.1.4. Ocurrencia y movimiento del agua subsuperficial	5 - 2
5.1.4.1. Tipos de agua subsuperficial	5 - 2
5.1.4.2. Fuentes del agua subsuperficial	5 - 3
5.1.4.3. Movimiento del agua subsuperficial	5 - 4
5.1.5. Efectos adversos del agua subsuperficial	5 - 6
5.1.5.1. Inestabilidad de taludes	5 - 6
5.1.5.2. Efectos de la humedad en los pavimentos	5 - 6
5.1.5.3. Implicaciones económicas	5 - 8
5.1.6. Tipos y usos del drenaje subsuperficial de carreteras	5 - 8
5.1.6.1. Drenes longitudinales	5 - 8
5.1.6.2. Drenes transversales	5 - 11
5.1.6.3. Drenes horizontales	5 - 12
5.1.6.4. Capas permeables de pavimentos	5 - 13
5.1.6.5. Otras capas permeables	5 - 15
5.1.6.6. Sistemas de pozos verticales de alivio	5 - 16
5.1.6.7. Subdrenaje de muros de contención	5 - 17
5.1.6.8. Otros sistemas de drenaje subsuperficial	5 - 20
5.2. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL DISEÑO DEL DRENAJE SUBSUPERFICIAL	5 - 20
5.2.1. Generalidades	5 - 20
5.2.2. Geometría del dominio de flujo	5 - 21
5.2.2.1. Geometría de la carretera	5 - 21
5.2.2.2. Geometría subsuperficial	5 - 25
5.2.3. Propiedades de los materiales	5 - 26
5.2.3.1. Propiedades índice	5 - 26
5.2.3.2. Características de comportamiento	5 - 26
5.2.4. Datos climáticos	5 - 33
5.2.5. Consideraciones varias	5 - 33

5.3.	DRENAJE DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO	5 - 34
5.3.1.	Generalidades	5 - 34
5.3.2.	Elementos constitutivos del sistema de drenaje interno del pavimento	5 - 38
5.3.2.1.	Base permeable	5 - 40
5.3.2.2.	Capa separadora	5 - 45
5.3.2.2.1.	Capa granular separadora	5 - 45
5.3.2.2.2.	Geotextil como capa separadora	5 - 49
5.3.2.3.	Sistema colector	5 - 50
5.3.2.3.1.	Requisitos del material de relleno de los drenes laterales	5 - 52
5.3.2.3.2.	Tubería del dren lateral	5 - 53
5.3.2.3.3.	Drenes transversales colectores	5 - 54
5.3.2.4.	Tubería de descarga lateral	5 - 56
5.3.2.5.	Cabezales de salida	5 - 57
5.3.2.6.	Cuneta o canal que recibe el agua de infiltración	5 - 58
5.3.3.	Análisis y diseño del sistema de drenaje interno del pavimento	5 - 59
5.3.3.1.	Cuantificación del agua infiltrada	5 - 61
5.3.3.1.1.	Infiltración desde la superficie	5 - 61
5.3.3.1.1.1.	Aproximación de régimen permanente	5 - 61
5.3.3.1.1.2.	Procedimiento del tiempo para drenar	5 - 66
5.3.3.1.2.	Filtración de agua subterránea hacia la base permeable	5 - 70
5.3.3.1.2.1.	Flujo proveniente del talud de corte	5 - 70
5.3.3.1.2.2.	Flujo artesiano hacia la capa permeable	5 - 73
5.3.3.1.3.	Exfiltración	5 - 74
5.3.3.1.4.	Infiltración neta	5 - 84
5.3.3.2.	Diseño del sistema de drenaje interno del pavimento	5 - 84
5.3.3.2.1.	Determinación de la tasa de descarga de la base permeable	5 - 84
5.3.3.2.2.	Determinación del espesor requerido de base permeable	5 - 86
5.3.3.2.2.1.	Cálculo del espesor empleando el caudal neto de infiltración	5 - 86
5.3.3.2.2.2.	Cálculo del espesor empleando el tiempo para drenar	5 - 89
5.3.3.2.2.3.	Definición del espesor requerido de base permeable	5 - 91
5.3.3.2.2.4.	Ubicación de la base permeable	5 - 92
5.3.3.2.3.	Diseño de la capa separadora	5 - 93
5.3.3.2.4.	Drenaje interno con capas granulares convencionales	5 - 94
5.3.3.3.	Diseño del dren lateral de base (dren colector longitudinal)	5 - 94
5.3.3.3.1.	Flujo de diseño	5 - 95
5.3.3.3.1.1.	Método de la tasa de descarga de la infiltración en el pavimento	5 - 95
5.3.3.3.1.2.	Método de la tasa de descarga de la base permeable	5 - 97
5.3.3.3.1.3.	Método de la tasa de descarga del tiempo para drenar	5 - 98
5.3.3.3.2.	Capacidad de la tubería circular	5 - 99
5.3.3.3.3.	Diseño de la zanja de drenaje	5 - 103
5.3.3.3.4.	Uso de geodrenes	5 - 104

5.3.3.3.5.	Diseño de los drenes transversales colectores	5 - 104
5.3.3.3.6.	Determinación del espaciamiento entre desagües	5 - 105
5.3.3.3.6.1.	Método de la tasa de descarga de la infiltración del pavimento	5 - 105
5.3.3.3.6.2.	Método de la tasa de descarga de la base permeable	5 - 106
5.3.3.3.6.3.	Método de la tasa de descarga del tiempo para drenar	5 - 107
5.3.3.3.7.	Descarga de los desagües al exterior	4 - 108
5.3.4.	Software	5 - 109
5.4.	CONTROL DEL AGUA SUBTERRÁNEA	5 - 109
5.4.1.	Generalidades	5 - 109
5.4.2.	Red de flujo	5 - 110
5.4.3.	Drenes interceptores longitudinales	5 - 112
5.4.3.1.	Generalidades	5 - 112
5.4.3.2.	Constitución de los drenes longitudinales interceptores	5 - 113
5.4.3.3.	Cálculo de caudales	5 - 116
5.4.3.3.1.	Dren interceptor longitudinal simple	5 - 116
5.4.3.3.2.	Sistema múltiple de drenes de intercepción	5 - 122
5.4.3.3.3.	Drenes longitudinales simétricos	5 - 126
5.4.3.3.4.	Caudal de infiltración	5 - 133
5.4.3.4.	Dimensionamiento del dren interceptor longitudinal	5 - 134
5.4.3.4.1.	Localización de la zanja	5 - 134
5.4.3.4.2.	Ancho y profundidad de la zanja	5 - 134
5.4.3.4.3.	Capacidad de la tubería y espaciamiento entre desagües	5 - 138
5.4.3.4.4.	Uso de geodrenes	5 - 138
5.4.4.	Drenes horizontales	5 - 138
5.4.4.1.	Propósitos de los drenes horizontales	5 - 138
5.4.4.2.	Requisitos de los drenes horizontales (Referencia 5.43)	5 - 139
5.4.4.3.	Tipos de drenes horizontales de tubería	5 - 140
5.4.4.4.	Diseño del sistema	5 - 142
5.4.4.4.1.	Drenes prescriptivos	5 - 142
5.4.4.4.2.	Drenes diseñados	5 - 146
5.4.5.	Diseño del drenaje de muros de contención	5 - 148
5.4.6.	Subpresión debida a filtración	5 - 151
5.4.6.1.	Generalidades	5 - 151
5.4.6.2.	Cálculos de la subpresión para fundaciones en roca	5 - 152
5.4.6.3.	Uso de redes de flujo para el cálculo de la subpresión	5 - 153
5.4.7.	Pozos verticales de alivio	5 - 155
5.5.	TRABAJOS GEOTÉCNICOS ESPECÍFICOS	5 - 158
5.6.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	5 - 158

CAPÍTULO 5. DRENAJE SUBSUPERFICIAL

5.1. CONSIDERACIONES GENERALES Y PRINCIPIOS BÁSICOS

5.1.1. Objetivos del drenaje subsuperficial

El objetivo general del drenaje subsuperficial de una carretera es la eliminación del agua del suelo o infiltrada que la puedan afectar, con el fin de garantizar la estabilidad de la plataforma, la de la estructura del pavimento y la de los taludes de la carretera.

Los objetivos específicos se pueden resumir en:

- Facilitar la ejecución de las explanaciones durante la fase de construcción de la carretera, pues el adecuado drenaje permite la circulación y el trabajo de las máquinas y favorece la posibilidad de utilización de los suelos excavados en la construcción de terraplenes.
- Impedir la saturación de la subrasante y de las capas del pavimento, aumentando la capacidad portante de aquélla, mejorando su capacidad de respuesta y reduciendo el espesor requerido de pavimento.
- Contribuir en la estabilidad de los taludes mediante la orientación favorable de los flujos de agua subterránea, la reducción de las presiones intersticiales y, consecuentemente, el mejoramiento de sus propiedades geotécnicas.

5.1.2. Principios generales del drenaje subsuperficial

Con el fin de evitar los problemas que genera el agua subterránea o infiltrada en una carretera, es necesario proyectar sistemas específicos de drenaje subsuperficial, partiendo de los siguientes principios básicos:

- En relación con el pavimento, se debe facilitar la evacuación del agua que, por deficiencias o limitaciones en la red de drenaje superficial o por la presencia de fisuras o juntas en la superficie del pavimento, se infiltre en él.
- En relación con las explanaciones, se deberán derivar las fuentes de agua que aparezcan durante la construcción o durante la operación de la carretera. Además, se deberá abatir el nivel freático. Esta labor se efectúa normalmente durante la etapa de construcción para facilitar la ejecución de las explanaciones o para reducir el espesor necesario de pavimento;

no obstante, el abatimiento se debe realizar también durante la fase de operación de la carretera para estabilizar los taludes y aumentar la capacidad portante de la subrasante.

5.1.3. Funciones básicas del drenaje subsuperficial

Los sistemas de drenaje subsuperficial deben cumplir las siguientes funciones básicas para minimizar los impactos del agua interna en los proyectos viales:

- Abatir el nivel freático en el área de la carretera, en los taludes de los cortes y los rellenos y en las fundaciones de los terraplenes y de las estructuras viales.
- Interceptar las filtraciones subterráneas para impedir afloramientos de agua en el pavimento.
- Drenar el agua superficial que se infiltre en el pavimento y en las estructuras de contención.
- Colectar las descargas de los diferentes sistemas de drenaje subsuperficial.

5.1.4. Ocurrencia y movimiento del agua subsuperficial

5.1.4.1. Tipos de agua subsuperficial

El agua subsuperficial existe en varias formas: gravitacional o libre, capilar, ligada y en estado de vapor.

Como lo indica su nombre, el agua gravitacional o libre se mueve bajo la acción de la gravedad y/o gradientes de presión inducidos hidráulicamente. Ella obedece las leyes de la mecánica de fluidos y de la hidráulica. A su control se refiere el contenido del presente capítulo.

El agua capilar es aquella que se sostiene en los poros de un suelo por encima del nivel freático, debido a la acción de fuerzas de tensión superficial. La altura hasta la cual asciende el agua es función de la distribución del tamaño de los vacíos del suelo. En consecuencia, es un fenómeno de ocurrencia típica en los suelos finos. Debido a sus características, esta agua no puede ser removida por gravedad y, por lo tanto, la única manera de controlarla es abatiendo el nivel freático mediante dispositivos adecuados de subdrenaje o proveyendo una barrera efectiva contra el ascenso capilar.

La humedad ligada es de dos tipos: higroscópica y pelicular. La higroscópica se encuentra tan firmemente adherida a las partículas del suelo que se puede considerar inmóvil y sólo puede ser removida transformándola al estado de vapor. La pelicular, aunque no está tan ligada al suelo como la higroscópica y puede fluir bajo la acción de un gradiente de atracción, no lo hace bajo la fuerza de la gravedad y, por lo tanto, no será objeto de consideración en este capítulo.

El agua en estado de vapor está presente en los vacíos del suelo por encima del nivel freático. El movimiento del agua en fase vapor a través del suelo sólo tiene importancia cuando el suelo está relativamente seco, razón por la cual no requiere ser analizada en un estudio de drenaje vial subsuperficial.

5.1.4.2. Fuentes del agua subsuperficial

Las fuentes del agua drenable en una carretera se pueden dividir en dos grandes categorías: (i) la subterránea, que es la existente en el subsuelo en la zona de saturación por debajo del nivel freático, y (ii) la de infiltración, que es aquélla que ingresa a través de las bermas, juntas, grietas, y otras discontinuidades del pavimento. Dentro de esta última se puede incluir, también, la que fluye lateralmente desde los bordes y cunetas y canales no revestidos, en particular cuando estos últimos son poco profundos y el terreno es muy plano.

La principal fuente del agua subterránea es la precipitación, la cual penetra al suelo de manera directa o cae sobre corrientes o reservorios y percola luego desde ellos, convirtiéndose en freática, la cual es suplementada por la que eventualmente provenga de manera artificial como resultado de la irrigación. Otra ocurrencia común de agua subterránea es la denominada artesiana, donde el agua contenida en un acuífero confinado o parcialmente confinado, puede estar sometida a presiones considerables.

La principal fuente del agua que se infiltra en un pavimento es, también, la precipitación. La lluvia que cae sobre la superficie del pavimento y el resto de la corona puede ingresar a la estructura por muchos lugares (ver Figura 5.1). Los contactos entre la calzada y las bermas, así como las grietas que se producen en la superficie con el transcurso del tiempo, son lugares propicios para el ingreso del agua de infiltración en todos los pavimentos. En el caso específico de los pavimentos rígidos, también son muy importantes en este sentido las juntas longitudinales y transversales, en tanto que en los asfálticos se deben considerar las juntas de construcción entre franjas de pavimento, las áreas segregadas y las desintegraciones superficiales que se van presentado con el uso.

A primera vista, la infiltración puede parecer un fenómeno simple y poco nocivo y, por ello, se suele ignorar. Sin embargo, la interacción entre el tipo, el tamaño y la frecuencia de las aberturas que permiten la infiltración, la rata de suministro de agua y la permeabilidad de las capas inferiores del pavimento es muy compleja, por lo que el estudio de este fenómeno requiere especial consideración.

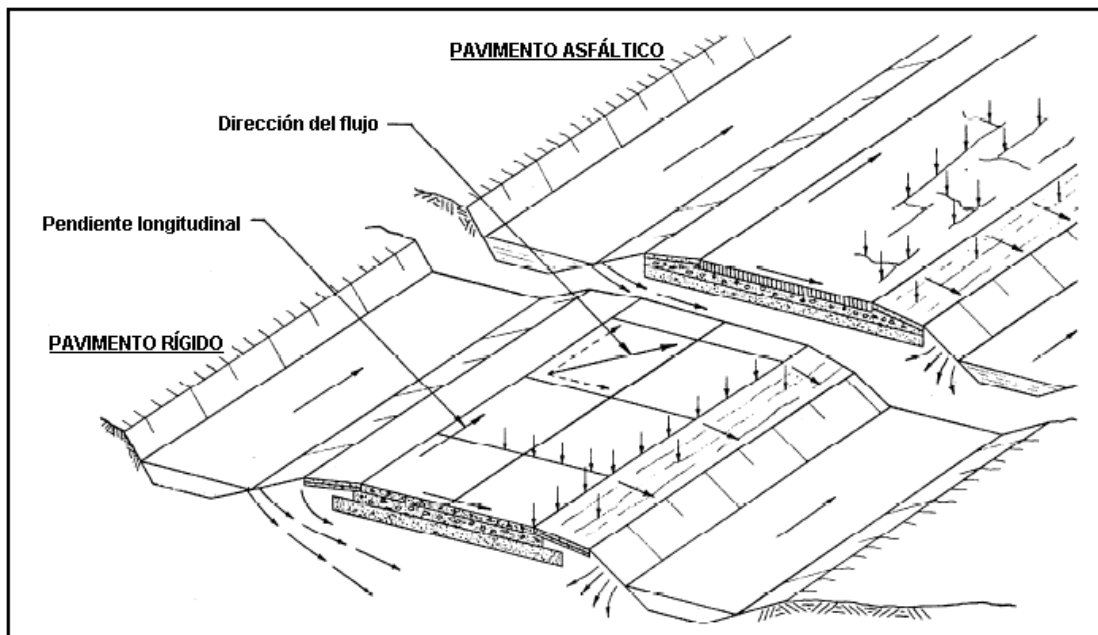


Figura 5.1. Puntos de entrada de agua de infiltración en un pavimento

5.1.4.3. Movimiento del agua subsuperficial

La filtración se suele definir como el movimiento o flujo de un fluido a través de un medio poroso permeable. Para los fines de este manual, el fluido es el agua y el medio poroso permeable está constituido por los suelos y rocas naturales y los elementos estructurales del pavimento. El punto hasta el cual permite el medio poroso que fluya el fluido, es decir, su permeabilidad, depende de la manera como estén interconectados sus vacíos y del tamaño y la forma de dichas conexiones.

Hace 150 años, Darcy concluyó que el flujo de agua a través de un medio poroso está regido por una ley muy simple que se puede expresar por medio de la ecuación:

$$v = k i \quad [5.1]$$

- Donde: v: Velocidad de descarga.
- k: Constante de proporcionalidad, a la que Darcy llamó coeficiente de permeabilidad.
- i: Gradiente hidráulico, que es la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud.

La ecuación [5.1] puede ser puesta en una forma de mayor utilidad, multiplicando por el área de la sección transversal del dominio de flujo (A), lo que da lugar a una expresión de la tasa de flujo o gasto (q):

$$q = k i A \quad [5.2]$$

Se ha reconocido que la validez de la ley de Darcy está supeditada a la existencia de flujo laminar. Para la mayoría de los suelos naturales y de los materiales granulares de baja permeabilidad, esta condición se satisface sobre un rango muy amplio de gradientes hidráulicos. Sin embargo, para los materiales granulares de gradación abierta, condición básica de los requeridos para el subdrenaje vial, el flujo puede ser no laminar, inclusive a gradientes relativamente bajos. A pesar de ello, se ha determinado que el uso de la ley de Darcy para el análisis de los problemas corrientes de filtración es posible, si se considera adecuadamente esta situación al evaluar el coeficiente de permeabilidad.

Se debe tener en cuenta, por otra parte, que en los depósitos naturales e inclusive en muchos suelos compactados, el coeficiente de permeabilidad es mayor en una dirección que en otra. Por ello, siempre que resulte posible, se debe considerar este fenómeno con el fin de lograr soluciones prácticas en los problemas del drenaje vial subsuperficial.

El movimiento del agua subterránea en vecindades de una carretera puede ser gobernado totalmente por fenómenos naturales y gradientes hidráulicos debidos a la topografía prevaleciente y a los rasgos geológicos e hidrológicos del lugar. Sin embargo, en la mayoría de las veces, la construcción de una carretera causa alteraciones en los patrones naturales de flujo. En consecuencia, la configuración final del dominio de flujo dependerá tanto de las condiciones iniciales del flujo subterráneo como del sistema de drenaje subsuperficial que se construya.

Por su parte, el movimiento del agua que se infiltra en un pavimento está gobernado por la permeabilidad de las capas de base y subbase y por las condiciones geométricas de la vía, específicamente en lo que se refiere a sus pendientes longitudinales y transversales.

5.1.5. Efectos adversos del agua subsuperficial

El agua subsuperficial incontrolada causa innumerables fallas y problemas en la operación de las carreteras. De manera general, su efecto adverso se puede manifestar de dos maneras: (i) generando la inestabilidad de taludes naturales o artificiales y (ii) produciendo deterioros en los pavimentos.

5.1.5.1. Inestabilidad de taludes

La correlación entre la época de lluvias y los derrumbes, deslizamientos o flujos de los taludes es infalible. Los registros de la Oficina de Prevención y Atención de Emergencias del INVÍAS se llenan de comunicados sobre intervenciones en taludes inestables, remoción de derrumbes y pérdidas de banca durante las temporadas invernales en el país.

La inestabilidad de las masas de los taludes se produce cuando los esfuerzos cortantes aplicados superan la resistencia de la masa de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla potencial. El agua que penetra en una masa de suelo y fluye a su través produce un efecto que influye notablemente en su inestabilidad. Este efecto no es otro que la elevación del nivel piezométrico que tiene lugar como consecuencia del flujo, la que, a su vez, trae como consecuencia un aumento en las presiones neutras del agua en el suelo, con la correspondiente disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de la masa. Como resultado de ello, se puede producir un deslizamiento menor del talud o su falla total. Detalles sobre el asunto se presentan en el manual de estabilidad de taludes del INVÍAS (Referencia 5.1).

5.1.5.2. Efectos de la humedad en los pavimentos

Una de las principales causas del deterioro prematuro de un pavimento es el exceso de humedad. La humedad del pavimento y de su cimiento puede variar por causas muy diversas. Lo ideal, por supuesto, sería que no se produjeran variaciones de humedad durante la vida de la carretera, pero como ello no es posible, es necesario construir y mantener las obras que faciliten el adecuado manejo de toda agua interna que pueda causar efectos adversos, tales como:

- Erosión. La erosión ocurre en los pavimentos cuando el agua se infiltra en la estructura y lava gradualmente el material granular subyacente a la capa de rodadura. Cuando esta acción se produce cerca de las juntas y fisuras, el material se comienza a mover verticalmente hacia arriba, a medida que el tránsito circula y lo presiona. Este fenómeno, conocido como “bombeo”, genera con el tiempo una pérdida de soporte estructural que conduce al

escalonamiento y al agrietamiento de las losas de los pavimentos rígidos y al agrietamiento por fatiga y al ahuellamiento de los pavimentos asfálticos.

- Desprendimiento de la película de asfalto (stripping). Es un proceso por medio del cual la humedad que ingresa a través de las grietas y las áreas permeables de las capas asfálticas separa lentamente la película de ligante bituminoso que cubre las partículas del agregado pétreo. Cuando este desprendimiento es excesivo, se producen desprendimientos y agrietamientos en las capas asfálticas.
- Pérdida de liga entre las capas asfálticas. Cuando un pavimento ha sido construido con dos o más capas asfálticas, la humedad infiltrada puede romper la adherencia existente entre ellas, mediante un proceso similar al “stripping”, a causa de lo cual se comienzan a mover de manera independiente. Ello puede dar lugar al desarrollo de fisuras de tipo parabólico en la superficie y a un desmejoramiento de la capacidad de respuesta del pavimento, como conjunto, a los esfuerzos producidos por las cargas del tránsito.
- Ablandamiento de las capas granulares y de la subrasante. Los niveles de saturación elevados en las capas granulares y en la subrasante les hacen perder resistencia y capacidad de respuesta ante la acción de las cargas del tránsito. Según la AASHTO, la reducción en el módulo resiliente de estas capas puede ser de 50% o más. El efecto práctico de ello en un pavimento no es otro que su falla prematura por fatiga.
- Movimientos diferenciales. Debido a las variaciones climáticas estacionales, la humedad del suelo en las márgenes de las carreteras es alta en la época de lluvias y baja en la época seca. Por ello, las bermas y las zonas laterales de la carretera están más húmedas que la subrasante durante la época invernal, y más secas durante la temporada de verano. Es probable que estas diferencias den lugar a un movimiento de agua hacia la calzada en invierno y hacia el exterior en la época seca. En el caso de subrasantes arcillosas, que se expanden con el aumento de humedad y se retraen con su disminución, los bordes de la carretera se elevan y descienden con respecto al eje, según la temporada climática. Estos movimientos diferenciales dan lugar a la aparición de grietas longitudinales en las bermas e, inclusive, en las zonas extremas de la calzada. La situación es particularmente notoria en los pavimentos de concreto, dado que la rigidez de las losas les impide acompañar cualquier movimiento diferencial del subsuelo.

5.1.5.3. Implicaciones económicas

En innumerables ocasiones, las consideraciones económicas pueden eclipsar los aspectos físicos del deficiente comportamiento de las carreteras. En muchos tramos de la red vial nacional se han requerido recursos considerables para la reconstrucción y el mantenimiento en conexión con los deslizamientos del terreno y con los deterioros prematuros de los pavimentos. No son pocos los casos en los cuales se ha encontrado que las aguas subsuperficiales incontroladas han jugado un papel muy importante en la aparición y la evolución de estas fallas. En la mayoría de los casos, las medidas correctivas han incluido la construcción de obras de subdrenaje.

Aunque no hay registros confiables sobre el asunto, es muy probable que la falta de adecuados sistemas de drenaje subsuperficial tenga que ver con los elevados gastos anuales en los pavimentos, ligados a la disminución de su periodo de diseño y a las necesidades prematuras de su rehabilitación. Las comparaciones económicas disponibles indican que se puede lograr una ventaja sustancial a largo plazo si se instalan de manera oportuna dispositivos adecuados de drenaje subsuperficial. Hay estudios que indican aumentos de dos y hasta tres veces en la vida de servicio de los pavimentos, cuando ellos han sido provistos de sistemas de subdrenaje idóneos en el instante de su construcción (Referencias 5.3 y 5.4).

5.1.6. Tipos y usos del drenaje subsuperficial de carreteras

Desde el punto de vista funcional, los elementos del sistema de drenaje subsuperficial se puede clasificar en dos categorías: (i) los que controlan la infiltración y (ii) los que controlan el agua subterránea. Los primeros se diseñan y construyen para interceptar y remover el agua que ingresa en la corona debido a la precipitación o al flujo superficial, en tanto que los segundos tiene como propósito abatir el nivel freático y reducir el movimiento de agua en las subrasantes y las capas del pavimento.

La manera más común de identificar los elementos del sistema de subdrenaje es en términos de su localización y su geometría. Las clasificaciones familiares de este tipo incluyen: drenes longitudinales, drenes transversales, drenes horizontales, capas permeables, sistemas de pozos y otros más elaborados.

5.1.6.1. Drenes longitudinales

Como lo indica su nombre, un dren longitudinal se coloca en una dirección esencialmente paralela al eje de la carretera tanto horizontal como verticalmente. Está constituido por una zanja de cierta profundidad, un filtro protector de alguna clase y, eventualmente, un tubo colector. El grado de

sofisticación empleado en el diseño de estos drenes dependerá de la fuente de agua que deba ser drenada y de la manera como se espera que ellos funcionen. Cuando se instalan para contribuir específicamente en la evacuación del agua que se infiltra en el pavimento, se llaman drenes laterales de base o drenes colectores longitudinales (ver Figura 5.2). Cuando se usan para cortar la filtración en taludes o abatir el nivel freático se conocen como drenes interceptores longitudinales o, simplemente, como drenes longitudinales (ver Figura 5.3).

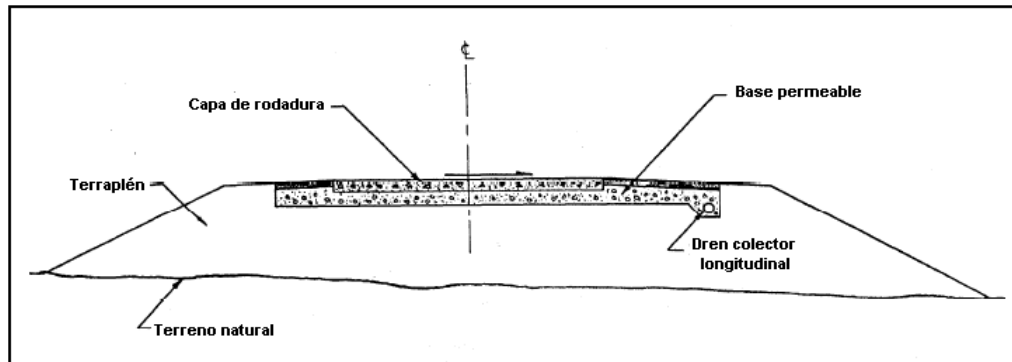


Figura 5.2. - Esquema de dren colector longitudinal

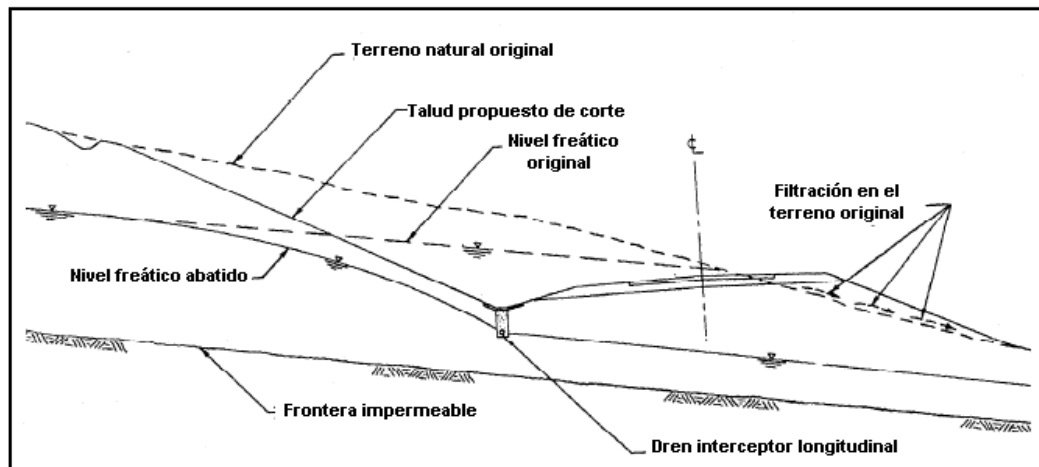


Figura 5.3. - Esquema de dren interceptor longitudinal usado para cortar la filtración y abatir el nivel freático

Algunas veces se pueden combinar eficientemente sistemas de drenes longitudinales de diferentes tipos. Un ejemplo de tal aplicación se presenta en la Figura 5.4, donde se aprecia una instalación múltiple de drenes en una sección peraltada de una vía de doble calzada que atraviesa una zona de corte en cajón. Con el fin de interceptar el flujo y abatir el nivel freático bajo el

corte de la izquierda, se instaló un par de drenes longitudinales relativamente profundos. Como se ve en la figura, el dren colocado bajo la cuneta de la calzada izquierda sirve también para drenar cualquier agua de infiltración que pueda ingresar en la estructura del pavimento de esa calzada. El dren colector longitudinal colocado al lado izquierdo de la calzada derecha capta exclusivamente las aguas infiltradas en dicha calzada.

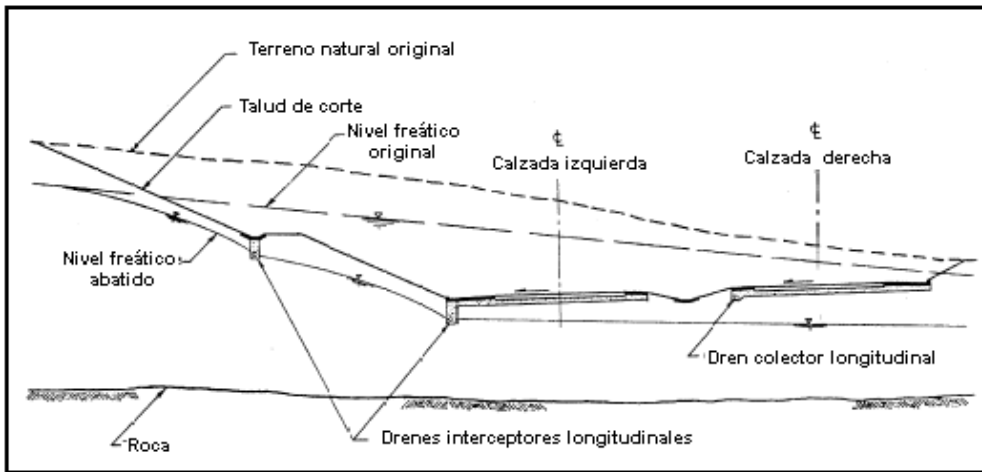


Figura 5.4. Ejemplo de empleo simultáneo de drenes longitudinales

Cuando la sección vial es muy ancha y el nivel freático muy alto, puede ser necesario colocar un sistema múltiple de drenes longitudinales con el fin de evitar que el flujo de agua subterránea sature la subrasante y el pavimento, al menos en parte de su ancho (ver Figura 5.5). Es posible encontrar geometrías viales aun más complicadas que exigen configuraciones de subdrenaje más elaboradas, en especial en vecindades de las intersecciones.

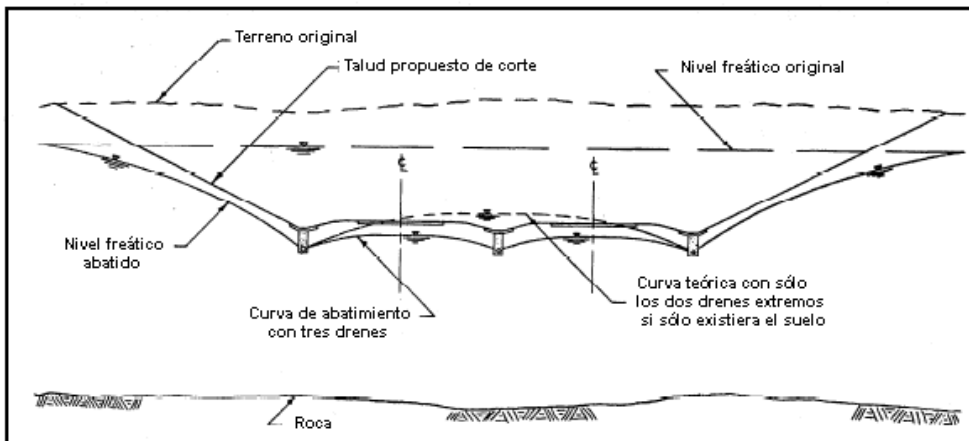


Figura 5.5. - Instalación múltiple para abatimiento del nivel freático

5.1.6.2. Drenes transversales

Los drenes subsuperficiales que atraviesan la carretera de un lado a otro, se clasifican como transversales. Casi siempre efectúan el cruce en sentido perpendicular, aunque a veces lo hacen de manera sesgada o, inclusive, en forma de espina de pescado. La constitución de un dren transversal es similar a la de un dren longitudinal: zanja, eventual tubería colectora y filtro protector.

Los drenes transversales se pueden usar en las juntas de los pavimentos para drenar la infiltración y el agua subterránea en bases y subbases. Esto es particularmente deseable en aquellos lugares de la carretera donde la relación entre las pendientes longitudinal y transversal sea tal, que el flujo tienda a ocurrir más en dirección longitudinal que transversal.

Cuando la dirección general del flujo de agua freática sea paralela a la carretera (lo que sucede cuando la vía es cortada en forma más o menos perpendicular al contorno del terreno), estos drenes pueden ser más efectivos que los longitudinales en la intercepción o el abatimiento del nivel freático. Esta aplicación se ve en la Figura 5.6.

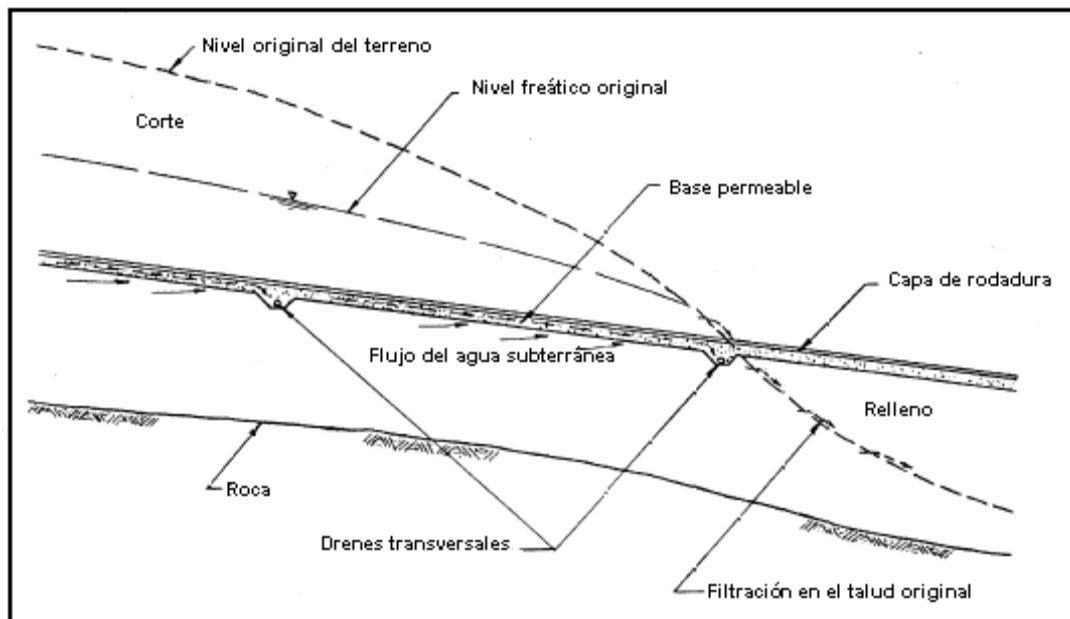


Figura 5.6. - Drenes interceptores transversales en carretera en corte con alineamiento perpendicular al contorno existente (vista de perfil)

5.1.6.3. Drenes horizontales

Los drenes horizontales, también conocidos como drenes subhorizontales o de penetración, están constituidos por tuberías de poco diámetro con pequeñas perforaciones o ranuras, las cuales se instalan con una ligera inclinación ascendente en los taludes de cortes o terraplenes para drenar aguas internas y aliviar presiones de poros, lo que trae como consecuencia un incremento en su estabilidad (Figura 5.7). Una de las ventajas de los drenes horizontales es su posibilidad de drenar el agua y/o abatir las presiones de poros a profundidades inaccesibles para otros elementos de subdrenaje más convencionales.

El efecto práctico de un sistema de drenes horizontales es introducir dentro del terreno una frontera con presión nula. Si la presión del agua en la zona donde se instalan los drenes es superior a la atmosférica, se crea entre la fila de drenes y su zona aledaña un gradiente hidráulico que hace fluir el agua hacia los drenes, los cuales la trasladan luego hacia el exterior por el efecto gravitacional.

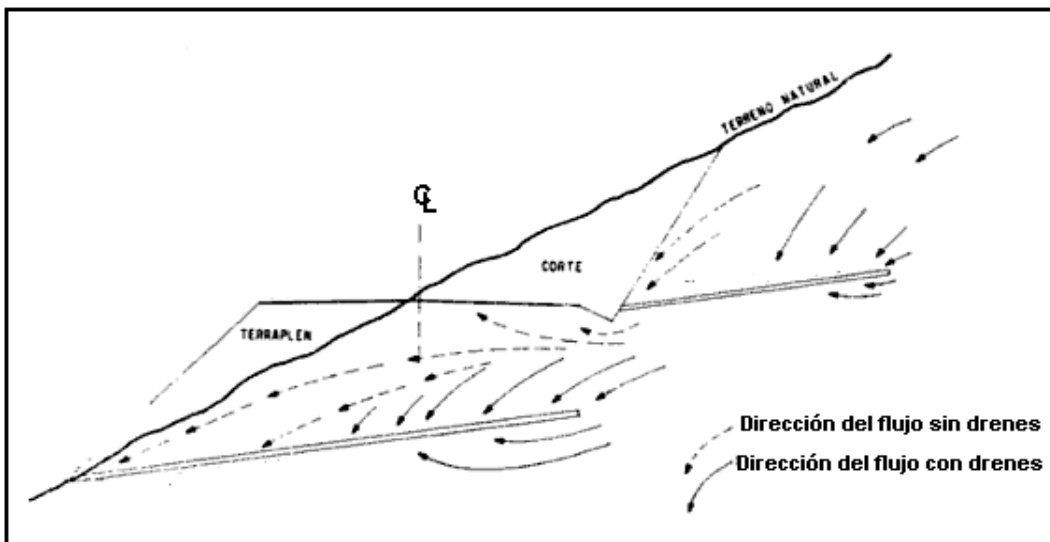


Figura 5.7. - Drenes horizontales en un corte a media ladera

En su salida al exterior, se puede dejar que los drenes proyecten el agua hacia la cuneta (ver Figura 5.8). Sin embargo, en instalaciones más elaboradas, se pueden conectar a mangueras o tubos colectores que se encargan de disponer el agua fuera de los límites de la carretera.



Figura 5.8. - Drenes horizontales

En los últimos años se han venido utilizando los drenes horizontales tipo “mecha” (wick drains), como alternativa a los tradicionales de tubería, los cuales no se instalan en una perforación previa del terreno sino mediante hinca. Un dren de este tipo consiste en un geodrén planar constituido por un núcleo reticular cuyo diseño permite el flujo de agua través de su estructura, recubierto con un geotextil no tejido que cumple la función de retener las partículas de suelo y permitir el paso de los fluidos hacia el núcleo. Aunque los drenes del tipo mecha presentan mayor resistencia a la obstrucción, menor costo y mayor flexibilidad que los de tubería, hay condiciones bajo las cuales no resultan apropiados como, por ejemplo, en terrenos de cierta consistencia (más de 30 golpes/pie en el ensayo de penetración estándar) y donde se anticipe la presencia de obstáculos tales como fragmentos de roca, grava o arena muy densa. Hasta la fecha de elaboración de este manual no se había instalado ningún dren de este tipo en la red vial nacional

5.1.6.4. Capas permeables de pavimentos

Generalmente hablando, el término se aplica a una capa de alta permeabilidad cuyo ancho y longitud (en la dirección del flujo) son mucho mayores que su espesor. Apropiadamente diseñadas, pueden ser efectivas para controlar tanto el agua de infiltración como la del nivel freático.

La capa permeable se puede colocar como parte integral de un pavimento para remover agua de infiltración, o debajo de él para remover agua subterránea del nivel freático o de fuentes artesianas. Aunque es usual el empleo de materiales relativamente permeables en la construcción de las bases y subbases, estas capas no funcionan como mantos permeables a menos que hayan sido diseñadas y construidas considerando tal función.

Las Figuras 5.9 y 5.10 muestran dos tipos de capas permeables. En la 5.9, la capa permeable se ha colocado sólo para drenar el agua infiltrada en el pavimento. En el dibujo se muestra tanto la salida de agua hacia el exterior a través de la capa de base, como la posibilidad de hacerlo por medio de drenes laterales. El diseñador deberá elegir el tipo de salida por construir de acuerdo con las condiciones locales específicas. En la Figura 5.10, una capa permeable es usada en conjunto con drenes laterales de base poco profundos para drenar tanto el agua freática como la artesiana. Nótese que se ha colocado un filtro protector para evitar que el suelo de subrasante sea lavado y que, por lo tanto, obstruya la capa permeable. El filtro puede ser un geotextil separador o un material granular que preste contribución estructural al pavimento.

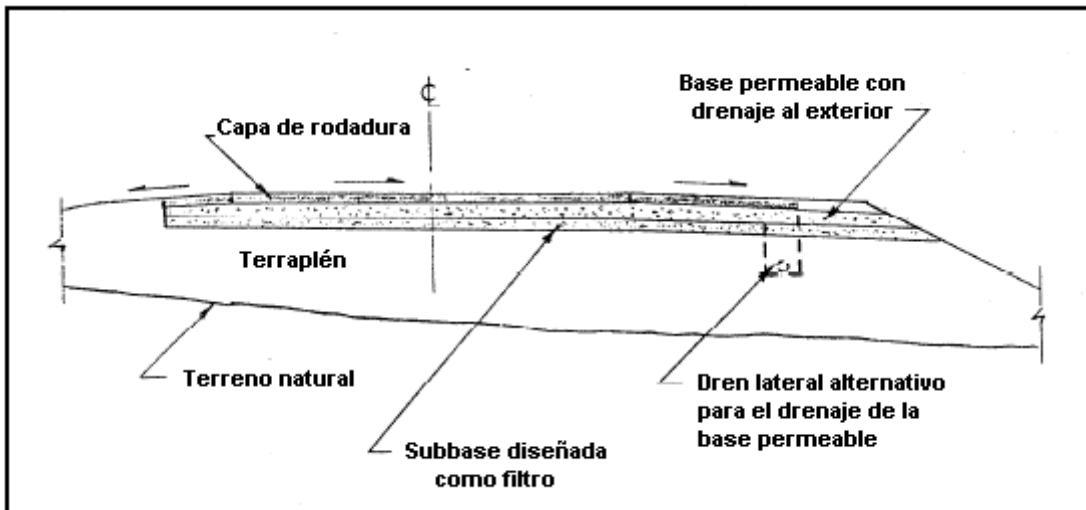


Figura 5.9. - Capa permeable de base para drenaje del agua de infiltración

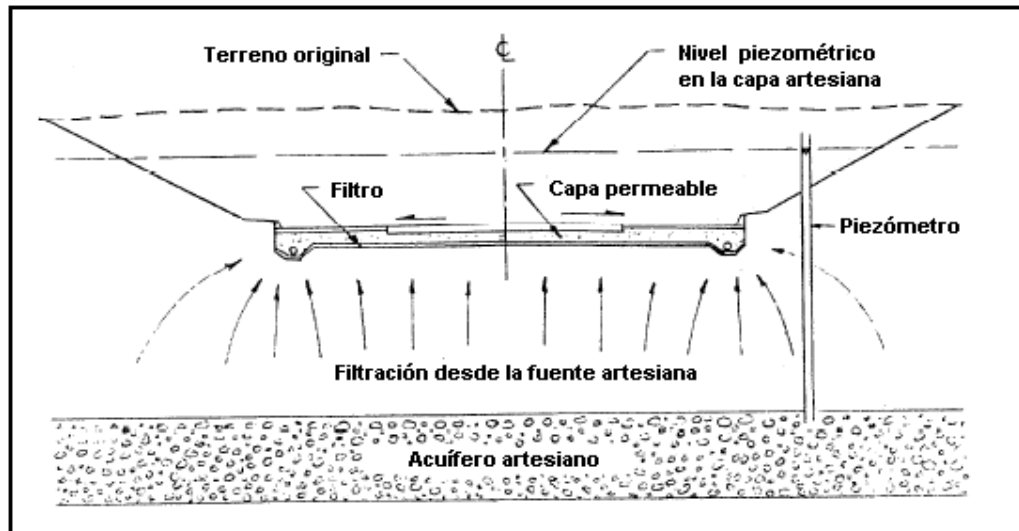


Figura 5.10. - Capa permeable para drenaje de agua artesiana

5.1.6.5. Otras capas permeables

Las capas permeables también pueden ser usadas para controlar efectivamente el flujo de agua subterránea hacia los taludes de corte y bajo rellenos en laderas. La Figura 5.11 ilustra el primer caso, en el cual se propone el uso de una capa permeable en combinación con un dren colector longitudinal, buscando mejorar la estabilidad del talud del corte al impedir el desarrollo de una superficie de filtración y al ejercer simultáneamente una acción soportante. Las capas permeables con este uso se conocen, también, como pantallas de drenaje.

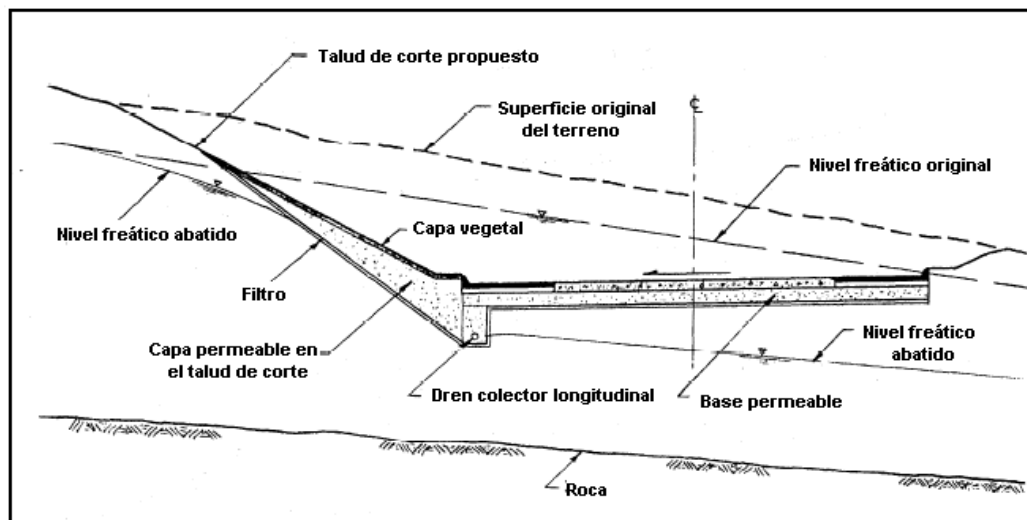


Figura 5.11. - Capa permeable en un talud, drenada por un colector longitudinal

Una capa permeable como la mostrada en la Figura 5.12 previene la retención de agua de filtración en el suelo existente bajo el relleno, en especial si aquél es de calidad deficiente, minimizando el desarrollo de altas presiones de poros que puedan conducir a la inestabilidad del talud. Esta solución es idónea si el espesor de material deficiente y saturado no es muy alto (menor de 4 metros), siendo recomendable su reemplazo por uno de mejor calidad al efectuar la excavación para la colocación de la capa permeable. Algunos ingenieros dan el nombre de colchones de drenaje a las capas permeables de este tipo.

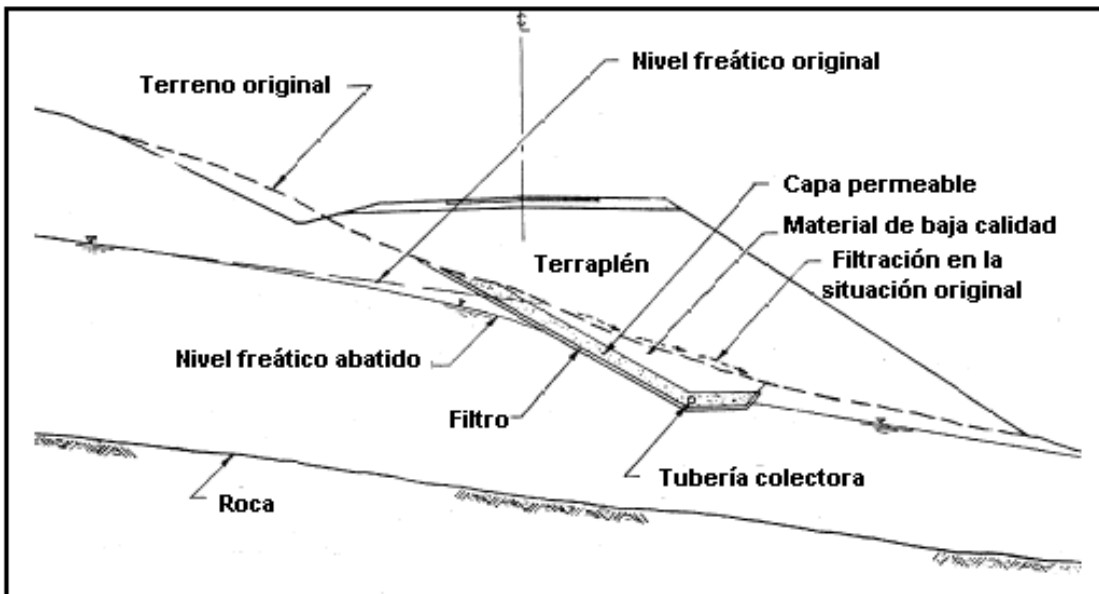


Figura 5.12. - Capa permeable bajo un terraplén

5.1.6.6. Sistemas de pozos verticales de alivio

Se pueden usar para controlar el flujo de agua freática y aliviar las presiones de poros en capas profundas del subsuelo a las que no resulta económico o posible llegar mediante excavación. Se deben colocar de forma que capten los flujos perjudiciales, es decir, ladera arriba de la zona por proteger.

En esta aplicación, los pozos deben tener un sistema que elimine el agua que drenen pues, de lo contrario, sólo constituyen un alivio transitorio ya que con el tiempo se llenan de agua y se restituyen los niveles y estados de presiones existentes antes de construirlos. Aunque el bombeo es el medio más obvio para la eliminación del agua, su costo y las dificultades en el mantenimiento del sistema hacen más práctica la instalación de algún sistema de conexión de manera que puedan drenar libremente por el fondo, como pueden ser galerías a manera de túneles, o drenes horizontales (ver

Figura 5.13). Aunque no es fácil lograr una conexión física entre los drenes horizontales y los pozos, aun cuando éstos se construyen primero, se considera que esa conexión no es determinante, pues los drenes pueden captar gran parte del agua que se tiende a acumular en los pozos y, desde luego, impedir la generación de presiones neutras importantes.

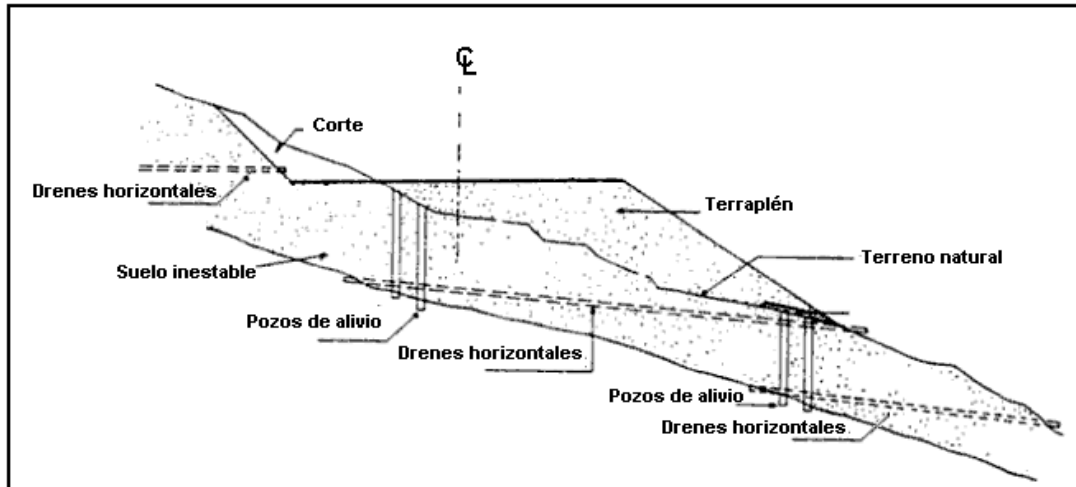


Figura 5.13. - Pozos de alivio combinados con drenes horizontales

Se pueden usar pozos verticales rellenos de arena (drenes verticales de arena) para acelerar el drenaje de materiales de fundación blandos y compresibles que están experimentando consolidación como resultado de una carga superficial tal como un terraplén de carretera. En los años recientes, estos pozos con arena se han venido reemplazando por drenes prefabricados del tipo mecha (del tipo citado en el numeral 5.1.6.3), los cuales tienen una sección rectangular de dimensiones típicas de 10 cm de ancho por 3 a 9 mm de espesor.

El diseño y la construcción de los drenes verticales de arena y del tipo mecha para la estabilización de cimientos constituyen una empresa geotécnica especializada que requiere una consideración muy detallada y entender el proceso de consolidación en 3 dimensiones. Por lo tanto, este aspecto se encuentra por fuera del alcance de este manual.

5.1.6.7. Subdrenaje de muros de contención

Una de las principales causas de falla de los muros de contención es la carencia de un apropiado sistema de drenaje. La función de éste es minimizar los excesos de presión hidrostática en el plano de falla y en la pared del muro, debido a la filtración de agua subterránea y a la infiltración

del agua lluvia. La clase de sistema depende del tipo de material de relleno, de la cantidad de lluvia y de las condiciones del agua subterránea.

La Figura 5.14, adaptada de la Referencia 5.7, presenta esquemas con diferentes disposiciones de drenaje en grado ascendente de complejidad, hasta llegar a aquéllas que modifican la red de flujo a través del relleno, haciendo nulas las fuerzas de filtración. La manera más efectiva de controlar el drenaje en el relleno del muro es colocando una capa permeable inclinada con un dren longitudinal (disposiciones 5 y 6 de la Figura 5.14). La capa permeable minimiza los excesos de presión hidrostática en el plano de falla a causa de la filtración de agua subterránea y la eventual infiltración del agua lluvia.

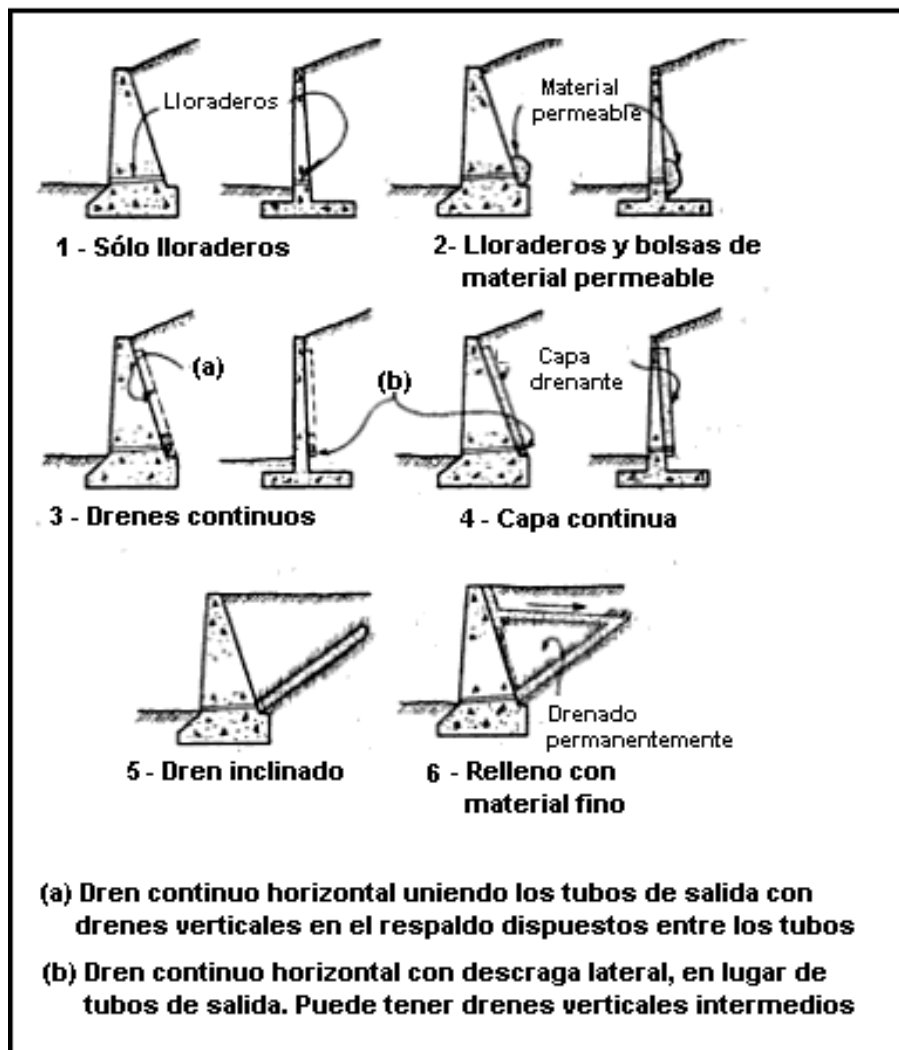


Figura 5.14. - Sistemas típicos de drenaje en el respaldo de un muro de contención

La colocación del dren contra el respaldo del muro (disposición 4) es menos efectiva, pues se traduce en mayores cargas contra el muro. Sin embargo, si éste es de baja altura (menor de 3 metros), el incremento de carga puede ser poco significativo y el dren puede ser usado con efectividad. En este caso, el sistema puede estar constituido por una capa permeable o por un geodrén con su correspondiente tubería colectora (ver Figura 5.15).

Con el fin de impedir que se genere una presión de poros exagerada sobre la pared de un muro de contención en concreto, se deben construir huecos de drenaje o lloraderos donde se ajustan tubos rígidos de no menos de 75 milímetros de diámetro. El espaciamiento entre lloraderos no debe ser mayor de 150 centímetros en sentido horizontal ni de 100 centímetros en sentido vertical. La hilera más baja se debe ubicar unos 30 centímetros por encima del pie del muro. Se debe colocar un geotextil contra la pared, directamente detrás de cada lloradero, para impedir que se colmate con fragmentos granulares del material del relleno. Aunque teóricamente las disposiciones más elaboradas de la Figura 5.14 no implican la necesidad de los lloraderos, su construcción siempre resulta recomendable.

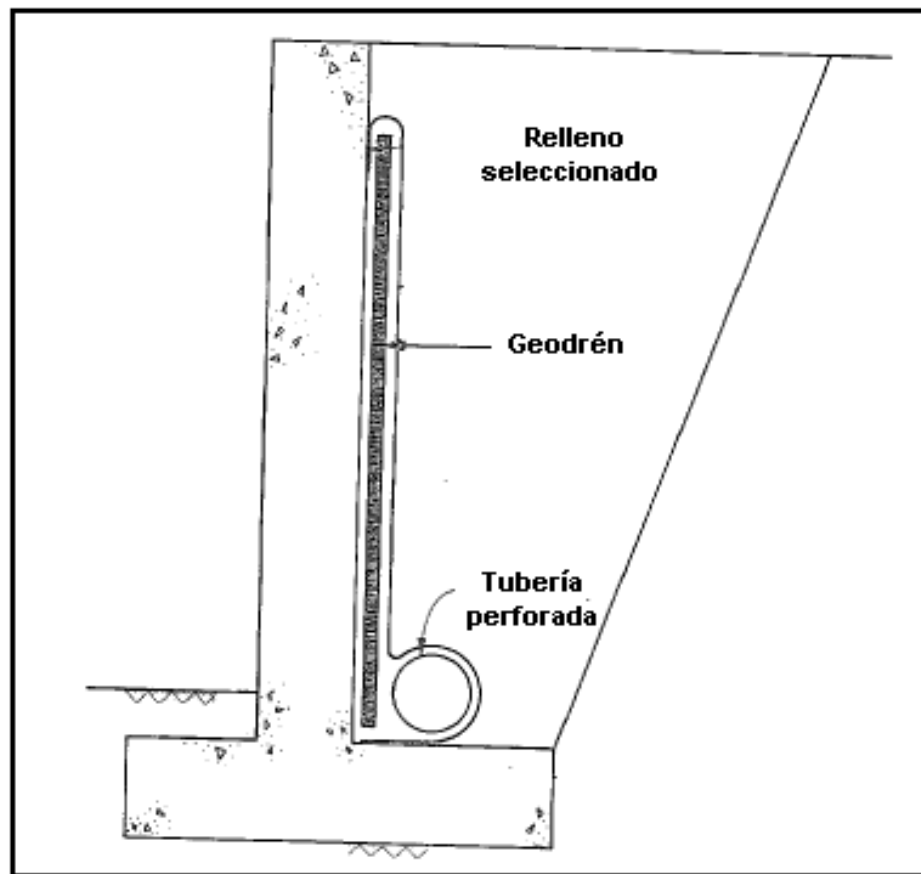


Figura 5.15. - Geodrén usado como dren adyacente a la pared del muro

5.1.6.8. Otros sistemas de drenaje subsuperficial

En adición a los ya descritos, existen otros sistemas más complejos para el control de aguas subterráneas y la estabilización de taludes y laderas, como las trincheras estabilizadoras, las cortinas impermeables, las galerías de drenaje, etc., cuyo uso en la solución de los problemas viales requiere análisis geotécnicos muy específicos y su uso ha sido muy limitado en la red vial colombiana, razón por la cual no son objeto de consideración en este manual cuyo carácter es, esencialmente, general.

5.2. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL DISEÑO DEL DRENAJE SUBSUPERFICIAL

5.2.1. Generalidades

La validez de los análisis y de los procedimientos de diseño de un sistema de drenaje subsuperficial vial depende, en gran medida, de lo completos y precisos que sean los datos en los cuales ellos se basan. Desafortunadamente, la naturaleza del fenómeno de la filtración y la de los materiales involucrados son tales, que la obtención de datos de entrada precisos es muy difícil, por no decir imposible. Ello no implica, por supuesto, que se puedan escatimar esfuerzos para obtener datos tan reales como sea posible, a la vez que aplicar en los diseños cierta dosis de prudencia.

Los datos requeridos para el análisis y el diseño del drenaje subsuperficial se pueden ubicar en 4 categorías (Referencia 5.8):

- 1) La geometría del dominio de flujo.
- 2) Las propiedades de los materiales existentes.
- 3) Los datos climatológicos.
- 4) Información adicional.

La geometría del dominio de flujo involucra tanto el diseño geométrico de la carretera como las condiciones subsuperficiales prevalecientes. Ella ayuda a definir los diferentes problemas asociados con el drenaje interno y provee las condiciones de borde que gobiernan su solución.

Las propiedades fundamentales de los materiales permiten clasificarlos y ayudan a predecir su comportamiento, en particular en relación con su capacidad de transmisión del flujo de agua (permeabilidad).

Los datos climatológicos proporcionan al diseñador una idea de las posibles fuentes del agua subsuperficial que afectan la carretera. Dada la latitud en la cual se halla la república de Colombia, las precipitaciones constituyen el único aspecto relacionado con el clima que resulta de interés para el diseño del drenaje subsuperficial.

El diseñador deberá considerar otros aspectos que pueden tener alguna incidencia sobre el diseño del sistema de subdrenaje. Por ejemplo, el impacto que el sistema pueda tener sobre el régimen prevaeciente de agua subterránea y sobre otros aspectos del diseño así como la influencia del subdrenaje o de la falta de él sobre la secuencia de las operaciones constructivas de la vía, etc.

5.2.2. Geometría del dominio de flujo

5.2.2.1. Geometría de la carretera

Teniendo en cuenta que muchos detalles del diseño geométrico de una carretera inciden sobre el diseño del drenaje subsuperficial, el encargado del diseño del sistema de drenaje deberá obtener tanta información como le sea posible antes de emprender su trabajo. En ese orden de ideas, es importante que disponga de planos detallados, los cuales han de permitirle el ensamble de los siguientes datos para cada sección de carretera bajo consideración:

- Número de calzadas y de carriles.
- Alineamientos horizontal y vertical.
- Secciones transversales (ver Figura 5.16).
- Anchos de calzada, bermas y medianas.
- Anchos y espesores de las capas del pavimento.
- Profundidades de cortes y espesores de rellenos.
- Materiales de cortes y rellenos.
- Materiales para la construcción del pavimento.
- Pendientes de los taludes de cortes y rellenos.
- Detalles de cunetas, canales, alcantarillas y otras instalaciones de drenaje superficial.

Además, se debe disponer de un mapa topográfico del corredor de la carretera, sobre el cual se haya superpuesto el alineamiento definitivo a una escala lo suficientemente grande para que se puedan identificar con claridad los detalles relacionados con el drenaje superficial y el subsuperficial (por ejemplo 1:1,000).

De manera similar a la descrita en el Capítulo 3 en relación con el agua que fluye sobre la superficie del pavimento, las pendientes longitudinal (S) y transversal (S_x) de la calzada controlan en gran medida el flujo de agua dentro de la sección estructural del pavimento. El efecto combinado de las dos pendientes deriva en una pendiente verdadera de la trayectoria de flujo o pendiente resultante (S_R), la cual se determina mediante la expresión:

$$S_R = \sqrt{(S^2 + S_x^2)} \tag{5.3}$$

En consecuencia, la longitud resultante de la trayectoria de flujo dentro de la base permeable (L_R), se obtiene con la siguiente ecuación, en la cual W es el ancho de la capa permeable:

$$L_R = W \sqrt{1 + \left(\frac{S}{S_x}\right)^2} \tag{5.4}$$

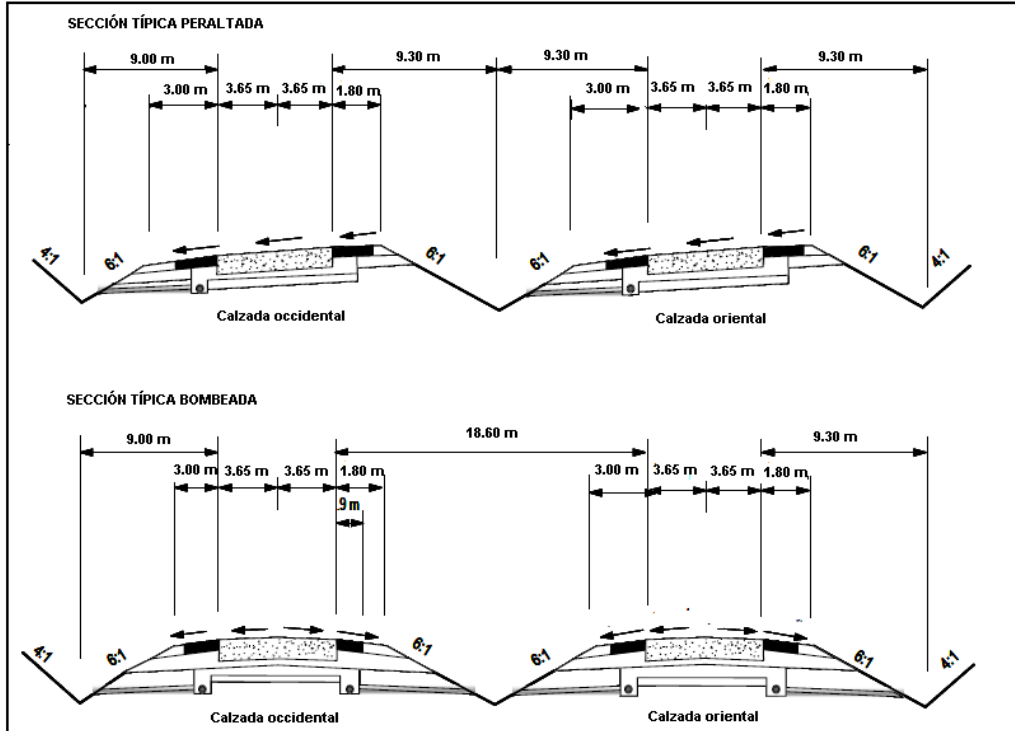


Figura 5.16. - Secciones transversales típicas de algunas carreteras de doble calzada

La longitud resultante de la trayectoria de flujo (L_R) se mide a lo largo de la pendiente resultante, desde la cima de la pendiente hasta el punto donde el agua abandona la base permeable. En otras palabras, L_R es la máxima distancia que el agua recorrerá dentro de la base permeable (ver Figuras 5.17 y 5.18).

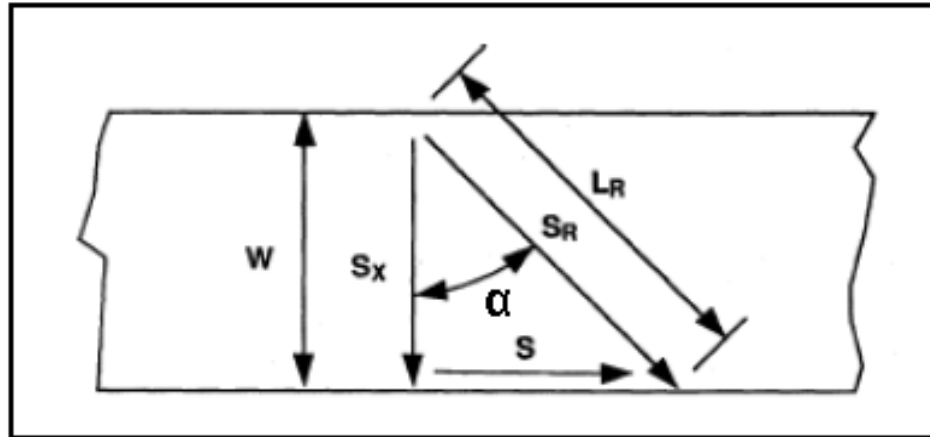


Figura 5.17. - Parámetros geométricos de una base permeable

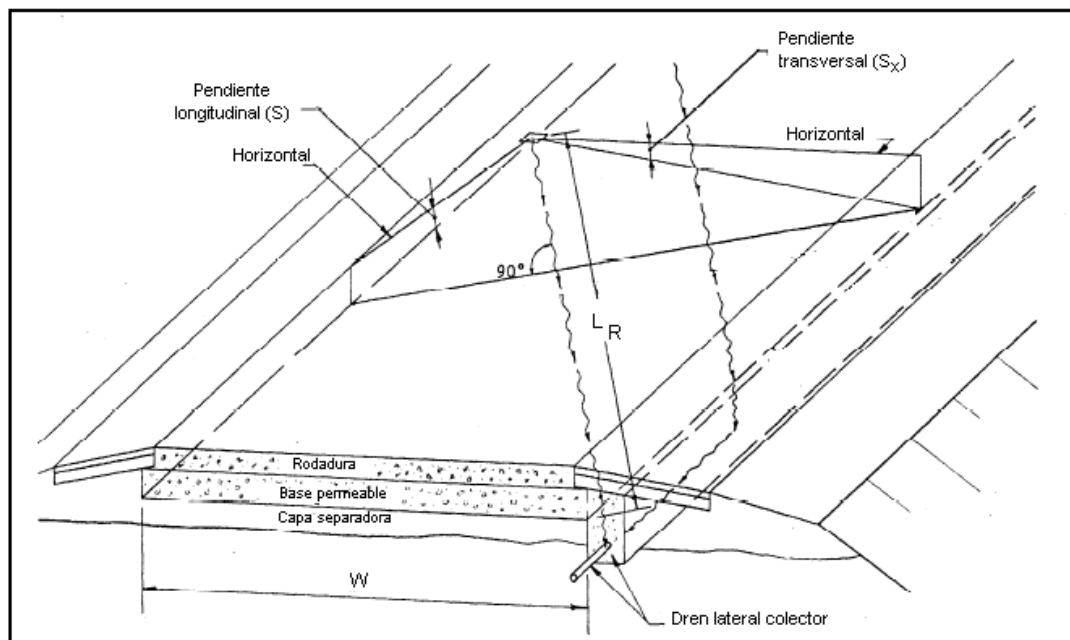


Figura 5.18. - Trayectoria del agua subsuperficial en una base permeable

La orientación de la trayectoria de flujo, es decir el ángulo entre la pendiente transversal de la base y la pendiente resultante, se determina con la ecuación:

$$\text{Tan } \alpha = \frac{S}{S_x} \quad [5.5]$$

Ejemplo

Hallar la pendiente resultante (S_R), la longitud resultante de la trayectoria de flujo (L_R) y la orientación de la trayectoria de flujo (α), a partir de los siguientes datos

- Pendiente longitudinal (S) = 2% (0.02 m/m)
- Bombeo de la base permeable (S_x) = 2% (0.02 m/m)
- Ancho de la base permeable con bombeo uniforme de 2% (W) = 7.30 m

Solución

Empleando la ecuación [5.3]:

$$S_R = \sqrt{(S^2 + S_x^2)} = \sqrt{0.02^2 + 0.02^2} = 0.02828 \text{ m/m}$$

La longitud de la trayectoria de flujo se determina con la ecuación [5.4]:

$$L_R = W \sqrt{1 + \left(\frac{S}{S_x}\right)^2} = 7.30 \sqrt{1 + \left(\frac{0.02}{0.02}\right)^2} = 10.32 \text{ m}$$

Empleando la ecuación [5.5] se calcula la orientación de la trayectoria de flujo:

$$\text{Tan } \alpha = \frac{S}{S_x} = \frac{0.02}{0.02} = 1.0$$

En consecuencia, la trayectoria de flujo sigue una línea de 45° en relación con la perpendicular al eje de la vía.

Se debe tener en cuenta que en el razonamiento que se acaba de realizar se presentan dos anomalías. En primer lugar, es claro que donde la pendiente transversal (S_x) se aproxime a cero, el valor L_R tiende a infinito. En la realidad, esta situación se presenta de manera muy localizada y, donde ello suceda, la longitud de la trayectoria de flujo estará gobernada por las pendientes de las secciones adyacentes de la carretera y/o la distancia al dren transversal más cercano. En segundo lugar, como la pendiente longitudinal y la transversal varían a lo largo del abscisado, la trayectoria de

flujo no es tan lineal como lo dan a entender los cálculos, sino que presentará cierta curvatura, como se indicó en el numeral 3.3.2 del Capítulo 3 en relación con el flujo de agua sobre la calzada. Bajo estas circunstancias, es posible que se requiera hacer estimativos empíricos de S_R y L_R , con algún grado de prudencia.

5.2.2.2. Geometría subsuperficial

Las condiciones del agua subterránea y el potencial de filtración son factores determinantes en casi todos los análisis y estudios de diseño geotécnico. En consecuencia, la naturaleza y los límites del dominio de flujo deben ser establecidos con relativa precisión. Para ello se requiere un minucioso programa de investigación subsuperficial y de evaluación geológica, con el detalle suficiente que permita el desarrollo de perfiles de suelos y rocas y la definición de las condiciones prevalecientes del agua subterránea.

Los diferentes métodos de exploración subsuperficial y muestreo han sido descritos minuciosamente en numerosas publicaciones (ver, por ejemplo, las Referencias 5.9, 5.10 y 5.11) y, por lo tanto, no es necesario entrar en detalle sobre el asunto en este manual. Los estudios para la determinación de los niveles y presiones del agua subterránea deben incluir medidas de la elevación del nivel freático y de su variación durante el transcurso del año; la ubicación de niveles freáticos colgados; la localización de acuíferos y la presencia de aguas artesianas. Los niveles de agua y sus presiones se pueden medir en pozos existentes o en sondeos o pozos realizados específicamente para el estudio.

Durante las exploraciones subsuperficiales se debe prestar especial atención a la obtención de cualquier dato que pueda tener relación de alguna manera con el drenaje subsuperficial. Toda evidencia de presión artesianas o de pérdida de agua de lavado durante la ejecución de los sondeos de exploración debe ser registrada, y cualquier estratificación inusual debe ser anotada. Información detallada sobre las observaciones relacionadas con la exploración del agua subterránea se encuentra en las normas ASTM D 4750, "*Standard Test Method for determining subsurface liquid levels in a borehole or monitoring well*" y ASTM D 5092, "*Design and installation of groundwater wells in aquifers*".

El muestreo debe estar adecuadamente coordinado, de manera de obtener y ensayar muestras representativas de todos los estratos que pueden estar involucrados en el fenómeno de filtración. Ello incluye los materiales de los futuros cortes que están destinados a la construcción de rellenos. Normalmente, el diseño de las estructuras de drenaje subsuperficial requiere la ejecución de ensayos para determinar las siguientes propiedades de los suelos involucrados: resistencia, compresibilidad, expansión, peso unitario,

humedad natural, gravedad específica, granulometría, límites de consistencia, porosidad y permeabilidad.

5.2.3. Propiedades de los materiales

5.2.3.1. Propiedades índice

Las propiedades índice permiten identificar y clasificar los materiales térreos. A pesar de su simplicidad, son indicadores importantes de su posible comportamiento. En el ensamble de la información pertinente para el análisis y el diseño del drenaje subsuperficial es importante considerar aquellas propiedades que ejercen influencia sobre el fenómeno de la filtración, en especial la granulometría, los límites de consistencia y la clasificación que se deriva de ellas, tanto para los materiales de los cortes como para los que se prevé emplear en la construcción de los rellenos. Esto es particularmente importante donde se anticipa la colocación de filtros de protección, a los cuales hay que defender contra la intrusión de las partículas finas de los suelos.

5.2.3.2. Características de comportamiento

Dentro de las propiedades de los materiales relacionadas con el diseño vial, para los propósitos de este capítulo sólo se consideran aquellas que controlan el flujo de agua subsuperficial en un medio tropical: el coeficiente de permeabilidad (k) y la porosidad efectiva (n_e). Además, puede resultar necesario adjuntar información sobre otras características de comportamiento que gobiernan estos parámetros.

Entre las propiedades que afectan el coeficiente de permeabilidad se encuentran la composición mineralógica del suelo, la granulometría, la densidad in-situ y el grado de saturación. Por otra parte, parece que la mayoría de las propiedades que afectan el coeficiente de permeabilidad también influyen sobre la capilaridad.

– Permeabilidad

La permeabilidad es uno de los parámetros claves, cuyo valor se requiere siempre que se considere el subdrenaje. El coeficiente de permeabilidad (k) se puede determinar mediante diversos procedimientos:

- Ensayos en el terreno.
- Ensayos de laboratorio.
- Análisis teóricos.

– Métodos empíricos (correlación).

Idealmente, el coeficiente de permeabilidad debería ser estimado mediante pruebas in-situ, de las cuales hay una gran variedad (Referencia 5.11). Cuando no resulte posible la determinación de “k” en el terreno, se debe acudir a los ensayos de laboratorio, los cuales son bien conocidos y confiables, en la medida en que las muestras de ensayo sean representativas. No obstante, existe un problema en la determinación de “k” en materiales granulares muy permeables. El flujo en estos materiales puede ser no laminar, inclusive a muy bajos gradientes, lo que invalidaría el uso de la ley de Darcy. Bajo estas circunstancias, hay dos procedimientos que se pueden seguir para tener en cuenta la eficiencia reducida causada por la turbulencia (Referencia 5.8). Uno es estimar los gradientes hidráulicos que serán experimentados en el terreno y realizar las pruebas con dichos gradientes. El otro es realizar el ensayo con bajos gradientes que aseguren el flujo laminar para estimar un coeficiente verdadero de Darcy y, luego, aplicar un factor de corrección para tener en cuenta la eficiencia reducida causada por la turbulencia a gradientes mayores que los usados en el ensayo. Los detalles de este procedimiento y los factores típicos de corrección han sido presentados por Cedergren (Referencia 5.12).

Las medidas de permeabilidad no son rutinarias en la mayoría de las agencias viales y la experiencia indica que pretender su ejecución regular es casi imposible en la mayoría de los países. A través de los años se han desarrollado muchas ecuaciones teóricas y empíricas para estimar el coeficiente de permeabilidad de un medio poroso. En su mayor parte, ellas no resultan útiles para el análisis y el diseño del subdrenaje vial. De todas maneras, aunque las determinaciones en el terreno o en el laboratorio son las deseables, muchas veces el diseñador debe estimar el “k” de manera empírica sin el beneficio de dichos refinamientos.

Existen diferentes aproximaciones, pero todas dependen de alguna clase de correlación entre “k” y las propiedades básicas de los suelos. Un método cuyo uso se ha reportado con éxito en los Estados Unidos de América utiliza una relación entre “k”, la superficie específica y la porosidad de un suelo granular sin cohesión (Referencia 5.13):

$$\text{Log}_{10}k_s = 1.365 + 5.15n - 2(\text{log}_{10}S) \quad [5.6]$$

Donde: k_s : Coeficiente de permeabilidad saturado, en centímetros por segundo (cm/s).

n : Porosidad (relación entre los volúmenes de vacíos y total de una muestra del suelo)

S: Superficie específica, en centímetros cuadrados por centímetro cúbico (cm^2/cm^3) (área superficial contenida en un volumen unitario de los sólidos del suelo).

Ejemplo

Determinar la permeabilidad en condición saturada de un suelo arenoso que al ser sometido al procedimiento de ensayo GTP-5 del DOT de New York presentó una superficie específica (S) de $252.77 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$. Su porosidad (n) en las condiciones esperables en el terreno es 0.28

Solución

$$\log(k) = 1.365 + 5.15n - 2(\log S) = 1.365 + 5.15 \times 0.28 - 2 \times \log(252.77) = -2.0$$

Por lo tanto:

$$k = \text{antilog}(-2.0) = 0.01 \text{ cm/s (8.64 m/día)}$$

Una de las fórmulas más utilizadas para el cálculo indirecto de “k” en función de la granulometría, es la siguiente, desarrollada a partir de datos de bases y subbases granulares (Referencia 5.8):

$$k = \frac{219.2 \times D_{10}^{1.478} \times n^{6.654}}{P_{200}^{0.597}} \quad [5.7]$$

En la cual: k: Coeficiente de permeabilidad, en centímetros por segundo (cm/s).

D_{10} : Diámetro efectivo del material, que es el tamaño correspondiente al tamiz por el cual pasa el 10 % del material en la curva granulométrica, en milímetros (mm).

n: Porosidad

P_{200} : Porcentaje en peso del material que pasa el tamiz de $75 \mu\text{m}$ (número 200)

Una investigación reciente adelantada por el TRL (Referencia 5.14), analizando más de 200 datos de casi 40 fuentes de información, dio como resultado la siguiente expresión, de características similares a la anterior y con las mismas unidades:

$$k = \frac{88 \times D_{10}^{1.94} \times n^{4.45}}{P_{200}^{1.1}} \quad [5.8]$$

La Tabla 5.1 presenta los coeficientes de permeabilidad obtenidos al emplear las ecuaciones [5.7] y [5.8] para diferentes suelos.

Tabla 5.1. - Valores k obtenidos con las ecuaciones de Moulton y del TRL

MUESTRA	D ₁₀ (mm)	n	P ₂₀₀	k (cm/s)	
				Moulton	TRL
1	1.0	0.35	30	2.67*10 ⁻²	1.95*10 ⁻²
2	0.5	0.30	20	4.37*10 ⁻³	4.00*10 ⁻³
3	0.1	0.25	10	1.82*10 ⁻⁴	1.61*10 ⁻⁴

En todos los casos, las expresiones de tipo empírico deben ser utilizadas con extrema precaución, por cuanto las situaciones rutinarias a las cuales se aplican pueden diferir enormemente de aquéllas bajo las cuales fueron deducidas debido a la inevitable variabilidad que presentan los suelos y los procesos constructivos y al hecho de que la permeabilidad no queda debidamente representada por parámetros tan simples como los que intervienen en las fórmulas.

La Tabla 5.2 muestra valores típicos de “k” para diferentes tipos de suelos según su clasificación por el sistema unificado. Al observar su contenido, se puede entender la manera como varía este parámetro con las propiedades básicas de los suelos. Los más finos presentan, en general, menores permeabilidades y los suelos granulares bien gradados son menos permeables que los de tamaño uniforme.

Tabla 5.2. - Relación aproximada entre la clasificación unificada y la permeabilidad (Referencia 5.15)

CLASIFICACIÓN SEGÚN SISTEMA UNIFICADO	PERMEABILIDAD RELATIVA	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD - k (cm/s)
GW	Permeable	10 ⁻³ – 10 ⁻¹
GP	Permeable a muy permeable	5*10 ⁻³ – 10
GM	Semipermeable	10 ⁻⁷ – 10 ⁻²
GC	Impermeable	10 ⁻⁸ – 10 ⁻⁵
SW	Permeable	5*10 ⁻⁴ – 5*10 ⁻²
SP	Semipermeable a permeable	5*10 ⁻⁵ – 5*10 ⁻⁴
SM	Impermeable a	10 ⁻⁷ - 5*10 ⁻⁴
SC	semipermeable	10 ⁻⁸ – 5*10 ⁻⁴
ML	Impermeable	10 ⁻⁸ – 5*10 ⁻⁴
CL	Impermeable	10 ⁻⁸ – 10 ⁻⁶
OL	Impermeable	10 ⁻⁸ – 10 ⁻⁵
MH	Impermeable	10 ⁻⁹ – 10 ⁻⁷
CH	Muy impermeable	10 ⁻¹⁰ – 10 ⁻⁸

– Porosidad efectiva

La porosidad efectiva (n_e) es una medida de la cantidad de agua que puede ser drenada por un suelo bajo la fuerza de la gravedad. El porcentaje del agua total que puede ser drenada es función de la distribución de los tamaños de las partículas, de la cantidad de finos y, sobre todo, del tipo de minerales presentes en las partículas finas. La porosidad efectiva se define como:

$$n_e = \frac{n \times C}{100} \quad [5.9]$$

Donde: n: Porosidad total.

C: Factor de ajuste para tener en cuenta la pérdida estimada de agua.

La porosidad (n) puede ser expresada en términos del peso unitario del agua (γ_w), de la gravedad específica del suelo (G_s) y de su peso unitario seco (γ_d), mediante la ecuación:

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w \times G_s} \quad [5.10]$$

La Tabla 5.3 muestra las cantidades de agua que pueden ser drenadas por gravedad en diferentes materiales granulares saturados y revela el amplio rango dentro del cual varía el factor de ajuste (C), dependiendo de la cantidad y del tipo de finos presentes en el material (Referencia 5.16).

Tabla 5.3. Porcentajes estimados de agua que puede ser drenada por gravedad en materiales granulares saturados

MATERIAL PREDOMINANTE	CANTIDAD DE FINOS								
	< 2.5 % FINOS			5 % FINOS			10 % FINOS		
	TIPO DE FINOS			TIPO DE FINOS			TIPO DE FINOS		
	LLENANTE MINERAL	LIMO	ARCILLA	LLENANTE MINERAL	LIMO	ARCILLA	LLENANTE MINERAL	LIMO	ARCILLA
Grava	70	60	40	60	40	20	40	30	10
Arena	57	50	35	50	35	15	25	18	8

Notas:

1. Grava, 0 % de finos, 75 % mayor de 4.75 mm: C = 80 %
2. Arena, 0 % de finos, bien gradada: C = 65 %
3. Si el material es de granulometría discontinua, tomar como base el tamaño predominante

La porosidad efectiva de un agregado pétreo se puede determinar en el laboratorio de manera sencilla. Basta colocar una muestra saturada de volumen conocido en un recipiente y permitir luego el drenaje libre, midiendo la cantidad de agua drenada. La porosidad efectiva se calcula dividiendo el agua drenada por el volumen inicial de la muestra.

Ejemplo

Determinar el porcentaje de agua que puede ser drenada (C) por un material gravo-arenoso, a partir de los siguientes datos:

- Porcentaje de finos (pasa tamiz # 200) = 2.2 %
- Tipo de finos = inertes, producto de trituración mecánica

Solución

Considerando que el material tiene menos de 2.5% de finos y que éstos son inertes (llenante mineral), en la primera columna de la izquierda de la Tabla 5.3 se establece que C se encuentra entre 57% y 70%. El valor por adoptar dependerá de las proporciones de grava y arena presentes en el material.

Ejemplo

Determinar la porosidad total y la porosidad efectiva de una base permeable, de la cual se tienen los siguientes datos:

- Peso unitario seco (γ_d) = 1.92 g/cm³
- Gravedad específica del agregado (G_s) = 2.68
- Porcentaje de agua drenada por gravedad (C) = 60%

Solución

La porosidad total se determina con la ecuación [5.10]:

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w \times G_s} = 1 - \frac{1.92}{1 \times 2.68} = 0.284$$

La porosidad efectiva se determina con la ecuación [5.9]:

$$n_e = \frac{n \times C}{100} = \frac{0.284 \times 60}{100} = 0.17$$

Existe la creencia de que hay alguna relación entre la porosidad efectiva (n_e) y el coeficiente de permeabilidad (k). Sobre esta base se desarrolló una gráfica de correlación estadística entre estos dos parámetros para suelos de diferentes granulometrías y densidades (ver Figura 5.19). La gráfica proporciona al diseñador una manera sencilla para estimar la porosidad efectiva; sin embargo, se debe usar con precaución en sus extremos, porque en la parte superior hubo insuficiencia de valores para correlacionar, mientras que en la parte inferior la dispersión de los datos fue muy elevada.

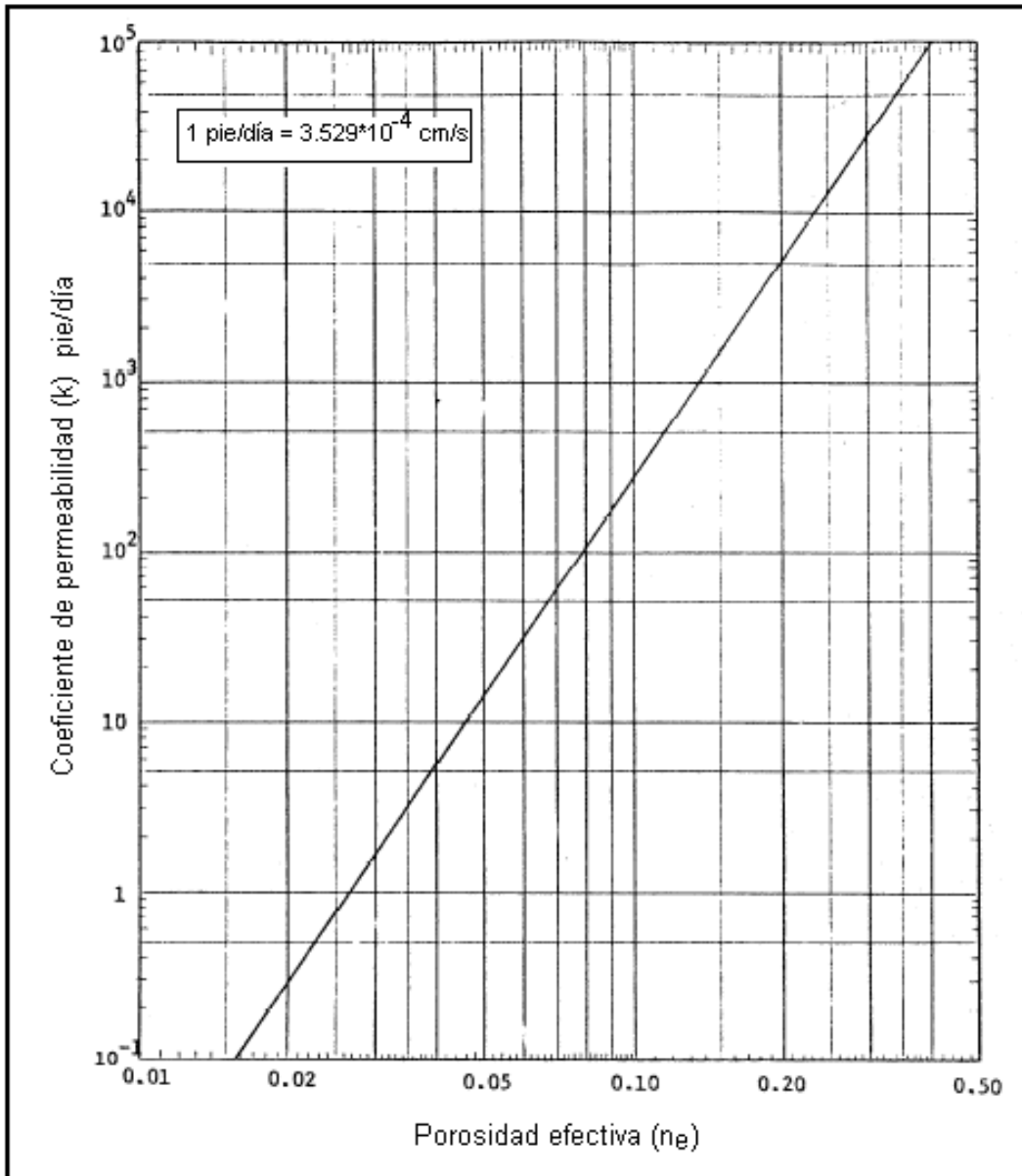


Figura 5.19. - Correlación entre el coeficiente de permeabilidad y la porosidad efectiva (Referencia 5.17)

5.2.4. Datos climáticos

Por encontrarse Colombia en la zona tórrida, las carreteras nacionales no están sometidas a la influencia de la penetración de la helada. En ese orden de ideas, el único dato climático de importancia para el análisis y el diseño de un sistema de drenaje subsuperficial es el referente a las precipitaciones.

Generalmente, los problemas relacionados con el nivel freático ocurren con mayor frecuencia y mayor severidad en áreas de alta precipitación. Bajo estas circunstancias, las fluctuaciones en el nivel freático pueden correlacionar razonablemente bien con la cuantía de la precipitación. Por otra parte, hay evidencias de que la infiltración de lluvia en el pavimento depende más de la duración de la lluvia que de su intensidad y de su frecuencia.

5.2.5. Consideraciones varias

Además del ensamble de la información sobre la cual se ha hecho referencia en los numerales precedentes, el diseñador no debe pasar por alto ciertos aspectos que pueden tener influencia directa o indirecta sobre el diseño del drenaje subsuperficial de la carretera. Algunos de ellos son los siguientes: (i) el impacto del sistema de subdrenaje que se proponga, sobre el régimen existente y sobre otros aspectos del diseño; (ii) la secuencia de las operaciones constructivas y (iii) los factores económicos asociados con el diseño y la construcción del sistema de subdrenaje.

El diseñador deberá tener en cuenta las normas vigentes sobre ambiente y salud pública y considerar el efecto que el sistema de drenaje que proponga tendrá sobre el uso original del agua subterránea y las consecuencias de redireccionar los flujos de agua superficiales y subterráneos. Por ejemplo, en el proceso de abatir el nivel freático mediante subdrenaje, el agua puede descender en pozos cercanos o, inclusive, desaparecer. Aunque esas situaciones no se puedan evitar, la posibilidad de que ocurran debe ser explorada y tenida en cuenta en las negociaciones del derecho de vía. También, hay la posibilidad de que las descargas del subdrenaje dirijan el agua fuera de los cursos de agua existentes causando inundaciones o erosiones menores, si no se toman medidas sobre el asunto.

Con frecuencia, es deseable controlar la secuencia de las operaciones de construcción de manera que el subdrenaje sea instalado como una operación temprana o simultánea con el desarrollo de los trabajos de la vía, con el fin de que las actividades de construcción subsecuentes se realicen bajo condiciones razonablemente secas. Por otra parte, bajo ciertas circunstancias, puede resultar conveniente no instalar el subdrenaje hasta que se haya ejecutado todo trabajo que pudiera dar lugar a la contaminación del sistema.

Los datos requeridos para el diseño del subdrenaje se deben ensamblar sobre la base del costo y de la disponibilidad de los materiales para su ejecución. El diseñador debe tener presente que tanto la resistencia como la permeabilidad de los materiales influyen en el diseño. En algunos casos será posible obtener un material granular adecuado por su permeabilidad, que también sea satisfactorio desde el punto de vista estructural. Sin embargo, es más frecuente que se requiera efectuar un balance económico entre la permeabilidad y la integridad estructural. La comparación de costos de diseños alternativos debería tener en cuenta los costos de las posibles operaciones futuras de mantenimiento y/o rehabilitación del pavimento, si se construye un drenaje insuficiente. Además, el diseñador no debe ignorar que, a veces, un problema de subdrenaje y sus consecuentes costos se pueden evitar con cambios apropiados en el alineamiento de la carretera.

Antes de entrar a analizar los detalles del diseño de las obras de drenaje subsuperficial en las secciones siguientes, conviene que el diseñador tenga en cuenta los siguientes conceptos y reflexione sobre los mismos con el más profundo criterio profesional (Referencia 5.18):

“El diseño de un sistema adecuado de subdrenaje en carreteras no puede seguir normas fijas predeterminadas y se apoya más en la práctica, experiencia y aun el instinto, que en estudios amplios y detallados; naturalmente que lo anterior no excluye la conveniencia de realizar tales estudios cuando se vean realmente necesarios y haya posibilidad de practicarlos”.

“De todo lo anterior se deduce la necesidad (...) de no considerar como definitivo ningún proyecto de subdrenaje efectuado, por completo que pueda parecer a primera vista. La construcción de la carretera y su funcionamiento posterior deberán observarse al detalle, a fin de completar el sistema en todos aquellos lugares en que se manifieste la necesidad de ello”.

5.3. DRENAJE DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

5.3.1. Generalidades

El drenaje de la estructura del pavimento está relacionado específicamente con el control de la infiltración. Su diseño y construcción tienen por finalidad interceptar y remover el agua que ingresa en la corona debido a la precipitación o al flujo superficial.

El beneficio de un sistema funcional de drenaje subsuperficial en un pavimento varía dependiendo del clima, de los suelos de subrasante, de las

características geométricas de la vía y del diseño del pavimento. En consecuencia, la decisión sobre el diseño del sistema se debe tomar considerando sistemáticamente las influencias de estos factores. El diseño del sistema de drenaje de un pavimento consiste en balancear adecuadamente las necesidades de permeabilidad con las de estabilidad estructural. El método de diseño de pavimentos asfálticos del INVÍAS incluye el drenaje de las capas inferiores del pavimento como una consideración de diseño (Referencia 5.19). Por supuesto, esta consideración sólo será adecuadamente satisfecha en la medida en que se provea la estructura con los dispositivos adecuados de drenaje.

Normalmente, al diseñar y construir un pavimento se suele considerar que tanto en la calzada como en las bermas la estructura es fundamentalmente impermeable y que, por lo tanto, el agua lluvia que cae sobre la corona será captada en su totalidad por los dispositivos de drenaje superficial. Sin embargo, las juntas y grietas de los pavimentos de concreto, las grietas de los asfálticos y cualquier otro tipo de discontinuidades superficiales que inevitablemente se presentan durante la construcción o el período de servicio de la estructura, permiten la infiltración de cantidades de agua de alguna consideración, las cuales van saturando sus capas inferiores y debilitando sus condiciones de respuesta si no han sido provistos los dispositivos apropiados para su drenaje interno.

Las bermas sin revestir y las demás superficies comprendidas entre la plataforma de la carretera y los taludes pueden constituir vías de infiltración, en especial en el borde superior de secciones peraltadas, en los puntos bajos del perfil longitudinal y en las transiciones de peralte. Por otra parte, en carreteras constituidas por calzadas separadas, las zonas sin revestir del separador central pueden constituir vías de infiltración importantes hacia las capas del pavimento y la subrasante, en especial cuando la pendiente longitudinal es pequeña.

Las aguas infiltradas en el pavimento presentarán circulación vertical hasta alcanzar una capa de baja permeabilidad sobre la cual se pueda suponer flujo subhorizontal. En consecuencia, las bases de los pavimentos deben estar diseñadas, bien para excluir completamente el agua, bien para permitir la salida del agua que ingresa en ellas. Cuando el suelo de subrasante presente un coeficiente de permeabilidad superior a 10^{-2} cm/s (8.6 m/día) o se utilicen capas de base impermeables, las cuales se pueden definir como aquéllas cuyo coeficiente de permeabilidad es menor de 10^{-5} cm/s (8.6×10^{-3} m/día) y con un contenido de vacíos bajo, el drenaje de la capa no es necesario y resulta suficiente una sección transversal como la que muestra la Figura 5.20. Por el contrario, cuando los materiales del pavimento sean permeables y porosos y las subrasantes tengan muy baja permeabilidad, el drenaje interno de la

estructura debe presentar un diseño adecuado, pues las posibilidades de saturación por infiltración desde la superficie son altas, en particular en las regiones climáticas definidas como R4, R5 y R6 en el “Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito” del INVÍAS (precipitaciones superiores a 2,000 mm/año) (Referencia 5.19).

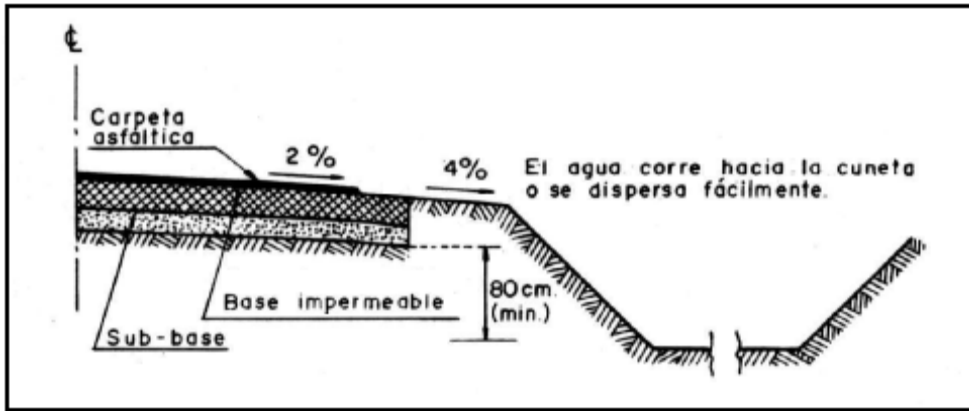


Figura 5.20. - Esquema típico de pavimento con base impermeable

Los coeficientes de permeabilidad de los materiales gravo arenosos cuyas granulometrías se encuentran dentro del rango usualmente especificado para la construcción de bases y subbases, dependen principalmente del porcentaje que pasa el tamiz de 0.075 mm (No. 200), como se muestra en la Tabla 5.4. Como las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS exigen que el porcentaje de partículas finas de los materiales que se empleen para la construcción de bases y subbases granulares no exceda de 15%, los valores que presenta la Tabla 5.4 permiten intuir la necesidad de que los pavimentos de las carreteras nacionales dispongan de sistemas para su drenaje interno.

Tabla 5.4. - Coeficiente de permeabilidad aproximado para materiales gravo arenosos (Referencia 5.20)

PORCENTAJE QUE PASA EL TAMIZ DE 0.075 mm (# 200)	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD MEDIO DE MUESTRAS COMPACTADAS (cm/s)
3	5×10^{-2}
5	5×10^{-3}
10	5×10^{-4}
15	5×10^{-5}
20	5×10^{-6}

Tras muchos años de desafortunados intentos por mantener sellados los pavimentos, se ha aprendido que es prácticamente imposible evitar el ingreso del agua y que la remoción de la que entra es esencial para que los elementos de estas estructuras presenten el comportamiento previsto. Ello resalta la importancia de que un pavimento sea capaz de drenar rápidamente el agua que recibe para reducir la cantidad de tiempo en que se encuentre cerca de la saturación. La Figura 5.21 muestra la manera como es afectada la calidad del drenaje por el tiempo requerido para drenar el pavimento y el porcentaje de tiempo en que la estructura se encuentra en condición saturada o cerca de ella. Entre más baja sea la calidad del drenaje, mayor será su impacto adverso sobre el comportamiento del pavimento.

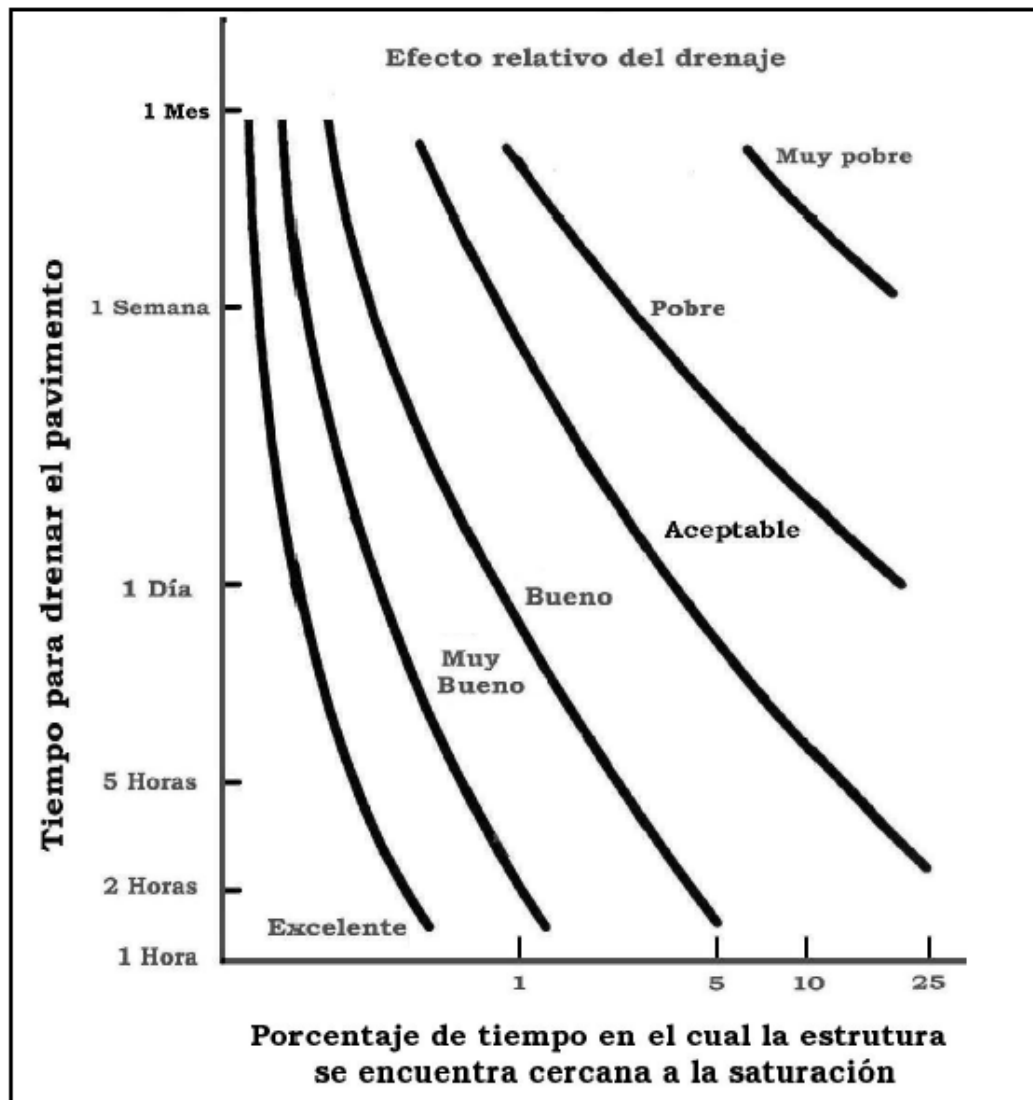


Figura 5.21. - Calificación del drenaje interno de un pavimento (Referencia 5.16)

Una vez obtenida y ensamblada la información a la cual se hace referencia en la Sección 5.2, se procede al diseño del sistema drenaje del pavimento siguiendo estas etapas:

- 1) Definición de los elementos constitutivos del sistema de drenaje del agua de infiltración y de sus características físicas y mecánicas
- 2) Cuantificación del agua infiltrada, es decir, aquella que deberá ser removida por el sistema de drenaje del pavimento
- 3) Diseño del sistema de drenaje de las aguas de infiltración

Las guías del presente capítulo se han preparado pensando en nuevas construcciones, donde el proyectista puede evaluar razonablemente bien las diferentes variables de manera de optimizar la estructura total del pavimento. En consecuencia, no están dirigidas al reacondicionamiento de pavimentos en servicio. El agua que ha ingresado a un pavimento durante varios años tiende a desarrollar sus propias trayectorias de flujo bajo la influencia de la gravedad y del impacto de las cargas del tránsito. No es probable, por lo tanto, que elementos nuevos de drenaje modifiquen inmediatamente unas rutas bien establecidas de migración del agua interna en la estructura ni que resulten tan efectivos como un sistema diseñado y construido para un pavimento nuevo.

5.3.2. Elementos constitutivos del sistema de drenaje interno del pavimento

La constitución del sistema de drenaje interno depende del tipo de sección en la cual se esté desarrollando la carretera. En las secciones en cajón o en las mixtas donde la pendiente transversal esté direccionada hacia el talud de corte, la descarga de las aguas infiltradas se deberá producir en el mismo dren colector longitudinal construido para controlar el agua subterránea (ver numeral 5.4). En las secciones en terraplén existen dos posibilidades: que la capa permeable drene hacia un dren lateral o que drene directamente hacia el exterior (ver Figura 5.22). Aunque la segunda opción es de menor costo y más fácil de construir, hay indicios de que presenta algunos inconvenientes de tipo práctico, entre los cuales caben citar (i) la propensión a la contaminación y a la obstrucción en la cara del talud durante las operaciones de construcción y de mantenimiento, (ii) la obstrucción que se va produciendo durante el servicio con partículas de polvo, suelo, vegetación y otros escombros, (iii) el menor gradiente hidráulico causado por el hecho de que la base es más ancha y (iv) la posibilidad de que se produzca flujo del canal lateral hacia el pavimento cuando el nivel del agua en aquél sea muy elevado (Referencia 5.21).

Sin embargo, será el proyectista quien analizando los pros y los contras defina las características del sistema de drenaje que se debe proveer al pavimento para el manejo de las aguas de infiltración en cada caso particular.

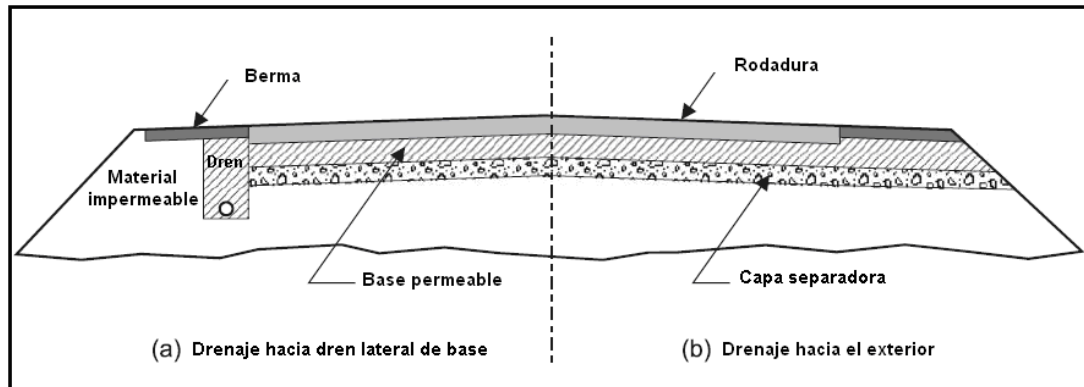


Figura 5.22. - Alternativas de sección de pavimento en terraplén con base permeable

Cuando el sistema de drenaje de las aguas de infiltración que se provee en las zonas en terraplén es del tipo (a) que muestra la Figura 5.22, los elementos que lo deben constituir son los siguientes:

- Base permeable.
- Capa separadora.
- Sistema colector (drenes laterales de borde, drenes transversales).
- Tubería de descarga.
- Cabezales de salida.
- Cuneta o canal lateral de profundidad adecuada.

Si bien los cabezales de salida y la cuneta o canal lateral no son elementos de drenaje interno, ellos complementan el sistema por cuanto recogen y encauzan en el exterior el agua que ha sido drenada por las capas granulares del pavimento.

Las características básicas de estos elementos se describen en los numerales 5.3.2.1 a 5.3.2.6.

5.3.2.1. Base permeable

Es una capa diseñada y construida específicamente para permitir el drenaje subhorizontal del agua de precipitación o de flujo superficial que se infiltra en la estructura del pavimento (ver Figura 5.22). Una base permeable debe cumplir tres condiciones básicas:

- 1) Presentar suficiente permeabilidad para que pueda drenar en el período de diseño previsto.
- 2) Tener la estabilidad suficiente para soportar la operación de los equipos de construcción del pavimento.
- 3) Tener la estabilidad suficiente para que funcione también como componente estructural del pavimento, ejerciendo funciones de base o de subbase.

De esta manera, las propiedades de los materiales que la constituyen están definidas a continuación.

– Características físicas

El agregado mineral para la construcción de una base permeable deberá ser triturado, duro y durable. Por lo menos el 90% de las partículas deberán presentar dos o más caras de fractura mecánica (norma de ensayo INV E-227) cuando la capa vaya a cumplir funciones estructurales de base y el 75% si va a funcionar como subbase. Su desgaste en la máquina de los Ángeles (norma de ensayo INV E-218) no deberá ser mayor de 40% y las pérdidas en la prueba de solidez en sulfato de sodio o magnesio (norma de ensayo INV E-220) no podrán exceder de 12% o 18%, respectivamente.

La granulometría del agregado depende de si la capa es estabilizada o no, pero, en cualquier caso, deberá carecer de partículas finas. La Tabla 5.5 muestra tres granulometrías típicas para agregados sin estabilizar, especificadas por la FAA de los Estados Unidos de América (Referencia 5.20), las cuales satisfacen los criterios de estabilidad, teniendo en cuenta que las granulometrías de mayor tamaño producen capas más estables. Cualquiera de ellas se puede usar si el espesor de la capa es igual o mayor a 150 milímetros, en tanto que sólo se recomiendan la No. 1 y la No. 2 para espesores menores.

Tabla 5.5. - Granulometrías típicas para bases permeables no estabilizadas

TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA		
	No. 1	No. 2	No. 3
1 ½" (37 mm)			95-100
1" (25 mm)		95-100	71-87
¾" (19 mm)	95-100	77-93	58-74
½" (12.5 mm)	70-86	57-73	44-60
3/8" (9.5 mm)	55-71	45-61	34-50
No. 4 (4.75 mm)	30-46	26-38	19-31
No.8 (2.36 mm)	13-25	10-22	8-16
No. 16 (1.18 mm)	0-4	0-4	0-4

Las bases permeables estabilizadas utilizan un agregado de gradación abierta estabilizado con cemento asfáltico (Figura 5.23) o con cemento Portland. La estabilización de la base permeable da lugar a una plataforma de trabajo estable, sin afectar de manera apreciable la permeabilidad del material. El propósito fundamental del estabilizante es, simplemente, asegurar la estabilidad de la base durante la fase de construcción del pavimento. Las granulometrías más utilizadas para la construcción de este tipo de bases son las denominadas No. 57 y No. 67 de la AASHTO (Tabla 5.6).



Figura 5.23. - Aspecto de una base permeable estabilizada con cemento asfáltico

Respecto de la cantidad de estabilizante, ella debe ser la mínima que permita cumplir la finalidad para la cual se incorpora, sin que se sacrifique sustancialmente la permeabilidad. Cuando se emplee cemento asfáltico, se recomienda usar un producto de alta consistencia, como el AC 40 o el AR 8000, en una proporción de 2 a 2 ½% respecto del peso de la mezcla, en tanto que si la estabilización se realiza con cemento, la tasa de

aplicación recomendada oscila entre 120 y 150 kg por metro cúbico compacto de base estabilizada.

Tabla 5.6. Granulometrías AASHTO No. 57 y No. 67 para bases permeables estabilizadas

TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA	
	AASHTO No. 57	AASHTO No. 67
1 ½" (37 mm)	100	
1" (25 mm)	95-100	100
¾" (19 mm)	-	90-100
½" (12.5 mm)	25-60	-
3/8" (9.5 mm)	-	20-55
No. 4 (4.75 mm)	0-10	0-10
No.8 (2.36 mm)	0-5	0-5
No. 200 (0.075 mm)	0-2	0-2
*		

*El requisito sobre el porcentaje que pasa el tamiz No. 200 no es original de las granulometrías AASHTO y ha sido incorporado por algunos Departamentos de Transporte (DOT) de los Estados Unidos de América, para limitar la cantidad de finos

La Tabla 5.7 muestra los diámetros efectivos (D_{10}) y los coeficientes de uniformidad ($C_u = D_{60}/D_{10}$) de las curvas medias de los husos granulométricos incluidos en las Tablas 5.5 y 5.6. A título comparativo, se incluyen también los valores correspondientes a una base granular convencional de tipo denso. El análisis de los valores presentados la tabla revela que el diámetro efectivo del material aumenta y su coeficiente de uniformidad decrece a medida que el agregado presenta una gradación más abierta. Un diámetro efectivo elevado combinado con un bajo coeficiente de uniformidad da lugar a un mayor coeficiente de permeabilidad.

Tabla 5.7. - Diámetro efectivo y coeficiente de uniformidad de las granulometrías para bases permeables sin estabilizar y estabilizadas

GRANULOMETRÍA	D_{10} (mm)	D_{60}/D_{10}
Bases no estabilizadas		
No. 1	1.58	5.70
No. 2	1.75	6.40
No. 3	2.10	7.71
Granular de gradación densa	0.10	45.97
Bases estabilizadas		
AASHTO No. 57	5.98	2.54
AASHTO No. 67	5.77	2.14

– Permeabilidad

La permeabilidad de la base permeable depende de su granulometría y de la densidad con la cual se compacte en obra. Por consideraciones de estabilidad, es importante que para una determinada granulometría se obtenga la máxima densidad posible durante la compactación, pero sin llegar a fracturar las partículas del agregado. Normalmente, las granulometrías medias recomendadas para las bases permeables sin estabilizar aseguran un coeficiente de permeabilidad superior a 0.35 cm/s (300 m/día), en tanto que las recomendadas para estabilización presentan valores mayores a 0.50 cm/s (450 m/día). En caso de que se requiera asegurar un coeficiente de permeabilidad mayor, basta ajustar el agregado a la parte gruesa de la respectiva franja granulométrica. Las curvas de la Figura 5.24 suministran una idea razonable de la relación existente entre la granulometría y el coeficiente de permeabilidad de los agregados utilizados de manera corriente para la construcción de filtros y de bases permeables (Referencia 5.22). A efectos de comparación, el coeficiente de permeabilidad de las bases y subbases granulares convencionales especificadas por el INVÍAS suele oscilar entre 0.05 y 5 m/día.

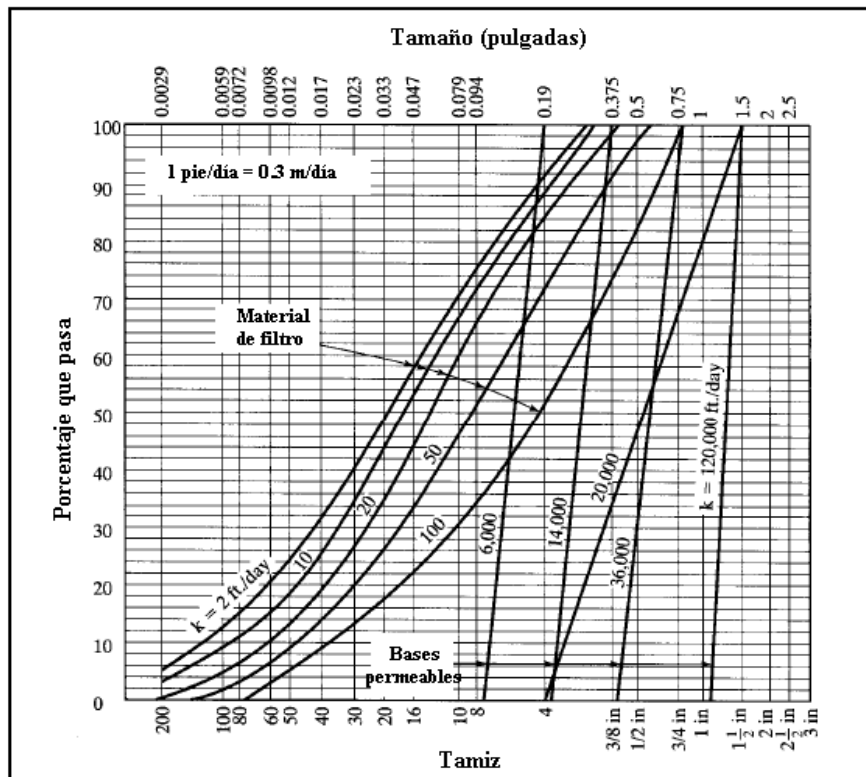


Figura 5.24. - Granulometrías típicas y coeficientes de permeabilidad de materiales granulares para bases permeables y filtros

La permeabilidad de la base se puede ver reducida a un nivel inaceptable si la capa es compactada en exceso o se contamina con partículas finas. Sería conveniente la ejecución de alguna prueba apropiada de campo para determinar la permeabilidad real de la capa (Referencia 5.23). También es posible efectuar ensayos en el laboratorio (norma de ensayo INV E-130), pero con el cuidado suficiente para asegurar que las muestras sean representativas del material colocado en obra. Se debe tener en cuenta que en el ensayo de laboratorio la permeabilidad se mide en el sentido de la compactación, mientras que en la base permeable el agua fluirá en una dirección normal a la de compactación. En tal caso, el coeficiente de permeabilidad medido en el terreno puede ser algo mayor que el determinado en el laboratorio.

En el numeral 5.2.3.2 se presentaron tres ecuaciones para estimar el coeficiente de permeabilidad mediante su correlación con algunos parámetros básicos del material y se advirtió de la enorme precaución con la cual deben ser aplicadas. De hecho, resulta evidente la inaplicabilidad de las ecuaciones [5.7] y [5.8] a las bases permeables, ya que al carecer ellas de partículas finas, el coeficiente de permeabilidad calculado resulta absolutamente irreal. A pesar de lo anterior, las fórmulas sí permiten apreciar la gran influencia que tiene el porcentaje de finos sobre la permeabilidad. A medida que se incrementa, el valor "k" decrece con enorme rapidez. Ello demuestra el efecto perjudicial que produce la contaminación de las capas granulares con partículas finas, tanto más importante cuanto más arcillosas sean (ver Figura 5.25) (Referencia 5.24).

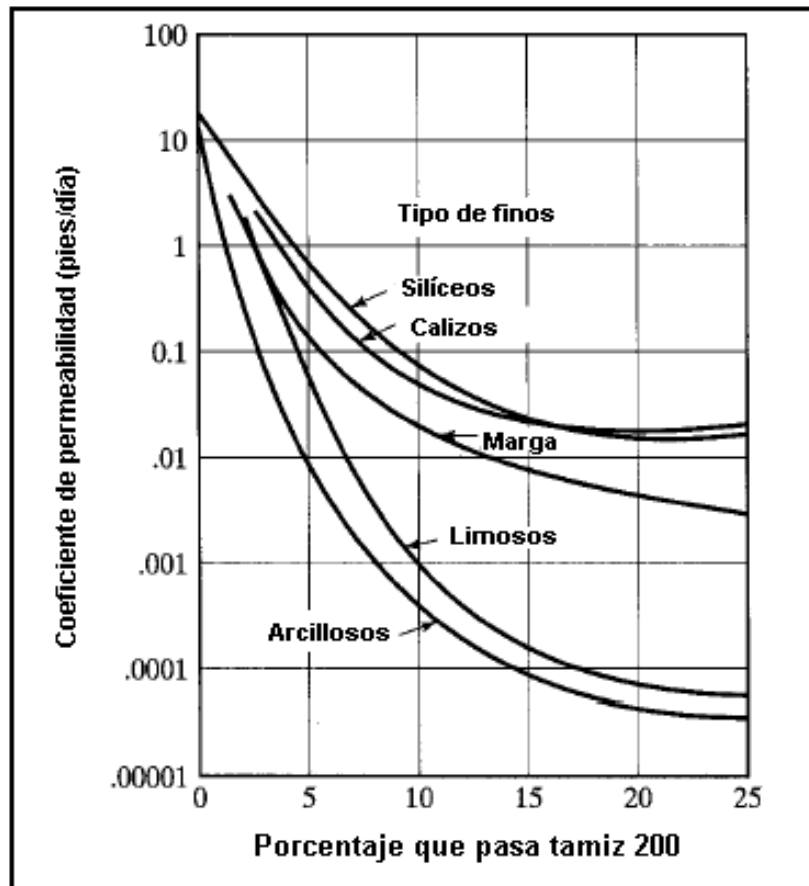


Figura 5.25. - Efecto de las características y cantidad de las partículas finas sobre la permeabilidad de un material granular

5.3.2.2. Capa separadora

5.3.2.2.1. Capa granular separadora

La mayor parte de los suelos de subrasante en las carreteras colombianas son finos. Por tal razón, cuando se construya una base permeable casi siempre se requerirá la construcción de una capa granular convencional bajo ella, tanto para proporcionar una plataforma de trabajo estable para la construcción de la base, como para complementar la capacidad estructural requerida del pavimento e impedir la intrusión de finos provenientes de la subrasante que puedan afectar las propiedades drenantes de la base permeable. Los requisitos de calidad de estos materiales son, básicamente, los señalados en la Tabla 5.8 (Referencia 5.20).

Tabla 5.8. - Criterios para la capa granular separadora

CRITERIO	VALOR
Tamaño máximo nominal	Menor de 50 mm o de 0.25 veces el espesor de la capa compactada
CBR	Máximo 50
Porcentaje que pasa el tamiz de 2.0 mm (No. 10)	Máximo 50
Porcentaje que pasa el tamiz de 0.075 mm (No. 200)	Máximo 12
Límite líquido	Máximo 25
Índice plástico	Máximo 5

La capa granular de separación deberá tener una baja permeabilidad (menor de 5 m/día) para que actúe como escudo que desvíe el agua infiltrada hacia el dren lateral, pero mayor que la de la subrasante para prevenir el aumento de la presión hidrostática en esta última. Su gradación debe ser seleccionada cuidadosamente, para evitar que los finos de la subrasante penetren en ella y que sus propias partículas finas se incrusten dentro de la capa permeable. En ese orden de ideas, se deberán cumplir los siguientes requisitos:

$$D_{15} \text{ (capa separadora)} \leq 5 D_{85} \text{ (subrasante)} \quad [5.11]$$

$$D_{50} \text{ (capa separadora)} \leq 25 D_{50} \text{ (subrasante)} \quad [5.12]$$

El primero es un requisito de separación. Teóricamente, una partícula esférica será retenida hasta que el diámetro de las partículas esféricas que la retienen sea 6.46 veces mayor que el de la partícula retenida. Limitando el D_{15} del agregado a menos de 5 veces el D_{85} del suelo de subrasante, las partículas más grandes de la subrasante serán retenidas por la capa separadora. El segundo requisito es de uniformidad. Limitando el D_{50} del material de la capa de separación a menos de 25 veces el D_{50} del suelo de subrasante, las dos curvas granulométricas se mantendrán en balance.

Requisitos similares se deben aplicar a la interfaz entre la capa separadora y la base permeable:

$$D_{15} \text{ (base permeable)} \leq 5 D_{85} \text{ (capa separadora)} \quad [5.13]$$

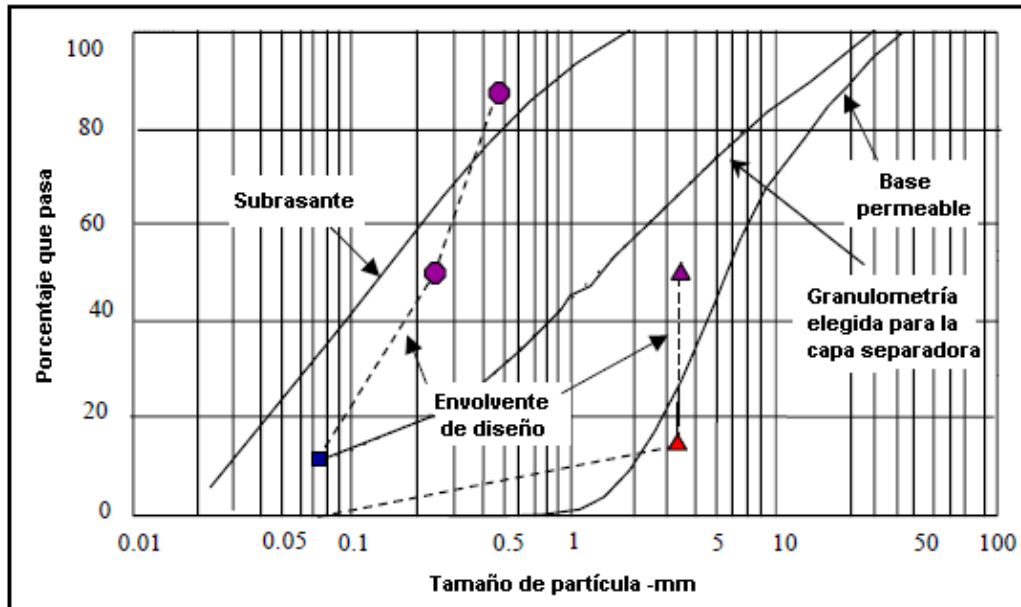
$$D_{50} \text{ (base permeable)} \leq 25 D_{50} \text{ (capa separadora)} \quad [5.14]$$

En adición a lo anterior, es necesario asegurar que el agregado de gradación densa empleado en la capa separadora no tenga demasiados finos y que sea bien gradado. En ese orden de ideas, su granulometría se deberá ajustar

de manera que el coeficiente de uniformidad (C_u) sea mayor de 20 y preferiblemente de 40.

Ejemplo

Determinar la envolvente de diseño para el agregado de la capa separadora, si las granulometrías del suelo de subrasante y del material disponible para la base permeable son las que muestra la figura. Además, determinar si la granulometría del agregado disponible para la capa separadora, la cual también aparece dibujada en la figura, es bien gradado y satisface el requisito de control de finos.



Solución

A partir de las granulometrías de la base permeable y de la subrasante se pueden establecer los siguientes tamaños de partículas:

DIÁMETRO DE PARTÍCULA	TAMAÑO (mm)	
	BASE PERMEABLE	SUBRASANTE
D ₈₅	18.0	0.70
D ₅₀	6.0	0.13
D ₁₅	2.2	0.038

Se aplican las ecuaciones de diseño a la interfaz capa separadora/ subrasante:

- Ecuación de separación
 - $D_{15} \text{ (capa separadora)} \leq 5 D_{85} \text{ (subrasante)}$
 - $D_{15} \text{ (capa separadora)} \leq 5 * 0.70$
 - $D_{15} \text{ (capa separadora)} \leq 3.5 \text{ mm}$

- Ecuación de uniformidad
 - $D_{50} \text{ (capa separadora)} \leq 25 D_{50} \text{ (subrasante)}$
 - $D_{50} \text{ (capa separadora)} \leq 25 * 0.13$
 - $D_{50} \text{ (capa separadora)} \leq 3.25 \text{ mm}$

Estos valores máximos se han representado mediante triángulos en la figura. La unión de los triángulos con una recta genera el límite grueso de la envolvente, la cual se completa trazando otra recta desde el triángulo inferior hasta el porcentaje mínimo de partículas que pueden pasar el tamiz de 0.075 mm (0%)

Se aplican las ecuaciones de diseño a la interfaz base permeable/capa separadora:

- Ecuación de separación
 - $D_{15} \text{ (base permeable)} \leq 5 D_{85} \text{ (capa separadora)}$
 - $2.2 \leq 5 D_{85} \text{ (capa separadora)}$
 - $D_{85} \text{ (capa separadora)} \geq 2.2 / 5$
 - $D_{85} \text{ (capa separadora)} \geq 0.44 \text{ mm}$

- Ecuación de uniformidad
 - $D_{50} \text{ (base permeable)} \leq 25 D_{50} \text{ (capa separadora)}$
 - $6.0 \leq 25 D_{50} \text{ (capa separadora)}$
 - $D_{50} \text{ (capa separadora)} \geq 6.0 / 25$
 - $D_{50} \text{ (capa separadora)} \geq 0.24 \text{ mm}$

Estos valores mínimos se han representado mediante hexágonos en la figura. La unión de los hexágonos con una recta genera el límite fino de la envolvente

Para verificar el control de finos del agregado de la capa separadora, en la figura se ha representado con un cuadrado el porcentaje máximo admisible de pasante por el tamiz 200 (12%)

Para verificar la estabilidad de la granulometría del agregado de la capa separadora, se calcula su coeficiente uniformidad:

$$D_{60} \text{ (capa separadora) } / D_{10} \text{ (capa separadora) } = 2.5 / 0.070 = 35.7$$

La granulometría propuesta se encuentra dentro de la envolvente y cumple los requisitos sobre finos y uniformidad, por lo que se concluye que es adecuada.

5.3.2.2.2. Geotextil como capa separadora

Cuando los requisitos de filtración y uniformidad de las capas involucradas no resulten fáciles de cumplir y el diseño estructural del pavimento lo permita, se puede colocar un geotextil en lugar de la capa granular de separación. El geotextil deberá presentar suficiente resistencia y durabilidad para superar la fase de construcción y el uso a largo plazo. La AASHTO recomienda el uso de un geotextil no tejido con un peso mínimo de 0.03 kg/m² (Referencia 5.25).

Sin perjuicio de lo anterior, las calidades y las condiciones generales de colocación del geotextil se deberán ajustar a lo establecido en el Artículo 231 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS para los geotextiles no tejidos. Además, se deberán cumplir los requisitos de retención de suelo que se indican a continuación, los cuales difieren de acuerdo con las características del suelo de soporte (Referencia 5.26).

Si el suelo es granular (menos del 50% de las partículas pasan el tamiz de 0.075 mm (No.200)):

$$TAA \text{ u } O_{95} \leq B \times D_{85} \text{ (suelo)} \quad [5.15]$$

Donde: TAA: Tamaño de abertura aparente del geotextil, en milímetros (mm).

O₉₅: Tamaño de abertura, para el cual el 95% de las aberturas del geotextil tienen un tamaño menor, en milímetros (mm).

$$TAA \sim O_{95}$$

B: Coeficiente adimensional

$$B = 1 \quad \text{si } C_u \leq 2 \text{ o } \geq 8$$

$$B = 0.5 \cdot C_u \quad \text{si } 2 \leq C_u \leq 4$$

$$B = 8 / C_u \quad \text{si } 4 < C_u < 8$$

C_u : Coeficiente de uniformidad del suelo de subrasante

$$O_{50} \leq 0.5 \times D_{85} \text{ (suelo)} \quad [5.16]$$

O_{50} : Tamaño promedio de las aberturas del geotextil, en milímetros (mm).

En el caso de suelos finos (limos y arcillas) también aplican las ecuaciones [5.15] y [5.16], pero en la primera el parámetro B es función del tipo de geotextil. Como se recomienda el uso de un geotextil no tejido:

$$B = 1.8$$

$$TAA \text{ u } O_{95} \geq 0.3 \text{ mm}$$

5.3.2.3. Sistema colector

Consiste básicamente en un dren lateral de base (dren colector longitudinal). Su función es recoger las aguas infiltradas en la base permeable, encauzarlas y conducir las longitudinalmente hasta un elemento adecuado de desagüe. Adicionalmente, limita el ingreso de agua desde las bermas hacia el pavimento. Su construcción es necesaria en los siguientes casos:

- Cuando no resulte técnica, económica u operativamente aconsejable extender la base permeable a todo lo ancho de la corona. Aunque en algunos estudios se menciona que las bases permeables extendidas hasta el talud son tan efectivas en la remoción del agua infiltrada como las que se conectan con un dren lateral, no se puede ignorar que presentan los inconvenientes mencionados en el primer párrafo del numeral 5.3.2.
- Cuando el diseñador considere que no es posible o aconsejable interconectar la base permeable con los drenes interceptores profundos que se hayan proyectado a lo largo de la carretera.

Los drenes colectores longitudinales se localizan bajo los extremos de la base permeable, de modo que puedan recibir todas sus aguas. En los tramos

de terraplén en tangente con bombeo hacia los dos bordes de la calzada, los drenes laterales se deberán colocar a ambos lados de la sección del pavimento, mientras que en zonas peraltadas sólo se deberán colocar en el extremo más bajo, como se muestra en la Figura 5.4. Se deberá tener la precaución de instalarlos más allá del borde de la calzada (bajo la berma), para que puedan colectar el agua que se infiltre por la junta existente entre el pavimento y la berma, así como para evitar que, en el caso de los pavimentos rígidos, las losas queden apoyadas sobre el dren o que, durante la etapa de construcción, las máquinas pavimentadoras de formaleta deslizante circulen sobre él.

El sistema del dren lateral de base está constituido por una tubería perforada o ranurada que se coloca en el fondo de una zanja cuya superficie ha sido parcialmente forrada con un geotextil y rellena con un agregado filtrante (ver Figura 5.26). La tubería conduce el agua hacia los elementos de descarga, garantizando la capacidad hidráulica necesaria para manejar toda el agua que recibe desde la base permeable. Aunque el dren lateral puede ser también de tipo francés sin tubería, es más frecuente el uso del sistema con tubería por cuanto puede acomodar mayores flujos (Referencia 5.21). En cualquier caso, se deberá garantizar que cada elemento del drenaje interno tenga mayor capacidad que el precedente, con el fin de que no se presenten eslabones débiles en el sistema.

La forma del dren es generalmente rectangular y sus dimensiones deberán ser tales que, además de facilitar la rápida evacuación del agua que reciben, permitan la apropiada instalación de la tubería (cuando la lleve) y la compactación del material filtrante que la rodea.

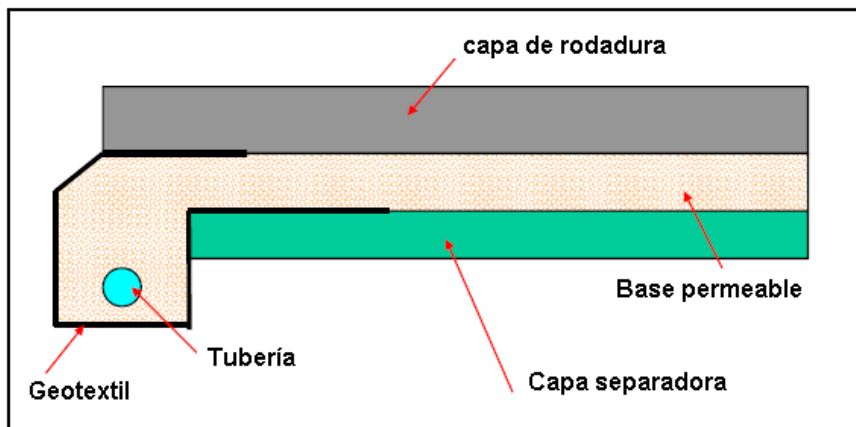


Figura 5.26. - Dren colector longitudinal (dren lateral de base)

Siempre que los resultados de los cálculos hidráulicos lo permitan, el sistema mostrado en la Figura 5.26 se podrá reemplazar por un geodrén consistente en una geo-red cubierta por un geotextil no tejido, la cual va conectada a una tubería perforada. En este caso, el geodrén se coloca en contacto con la estructura del pavimento y la zanja se rellena, de preferencia, con un material granular limpio (ver Figura 5.27). Las propiedades del geodrén deberán ser indicadas por el diseñador en una especificación particular en función de las necesidades de drenaje del proyecto y tomando como base la norma ASTM D 7001, hasta el instante en que el INVÍAS promulgue una especificación general en relación con este ítem.

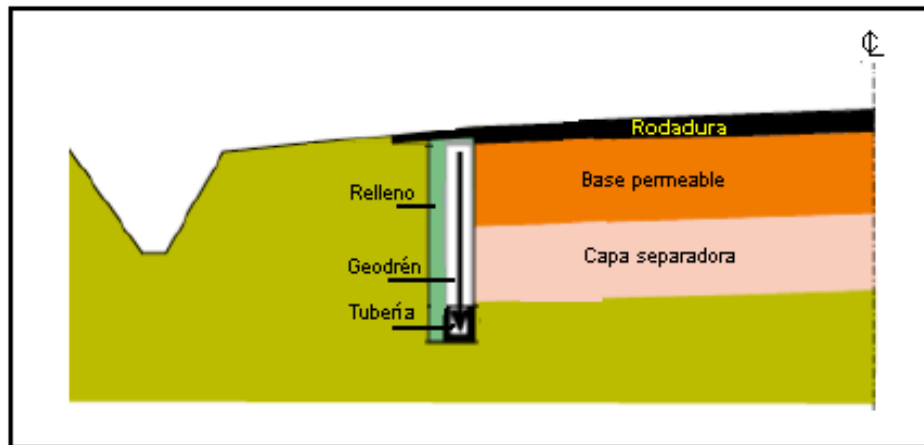


Figura 5.27. - Dren lateral de base con geodrén

5.3.2.3.1. Requisitos del material de relleno de los drenes laterales

Los agregados pétreos destinados a rellenar la zanja del dren lateral convencional deberán presentar, al ser colocados, una permeabilidad igual o mayor que la efectiva de la base permeable y deberán satisfacer, en principio, los requisitos de calidad indicados en el Artículo 673 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS. La granulometría especificada en el Artículo 673 se debe ajustar para asegurar las condiciones de permeabilidad que se acaban de citar. Si el dren lateral se construye al mismo tiempo que la base permeable, el material de relleno podrá ser el mismo de la base; sin embargo, si su construcción es posterior y se utiliza otro material, éste deberá cumplir el requisito de permeabilidad citado al comienzo del presente párrafo y las relaciones con los orificios de la tubería sobre las cuales se hace referencia en el numeral siguiente.

El principio básico de funcionamiento de un material filtrante es que el agregado sea lo suficientemente fino como para prevenir que el suelo fino adyacente migre hacia él obstruyendo sus vacíos pero, al mismo tiempo, que

sea lo suficientemente grueso para que permita el paso del agua sin una resistencia significativa. La satisfacción simultánea de estos requisitos implica el uso de varios agregados de diferentes tamaños. Este procedimiento no sólo es costoso, sino que resulta difícil de materializar en obra sin que se presenten contaminaciones. En razón de estas dificultades se acostumbra emplear un solo agregado y colocar un geotextil en la superficie de la zanja para envolver el agregado, tomando la precaución de que la parte superior de la zanja que es adyacente a la base permeable se deje sin geotextil, con el fin de permitir el libre flujo del agua desde la base hacia la tubería (Figura 5.26). El geotextil, cuya finalidad básica es evitar que los finos de la subrasante contaminen el material de relleno de la zanja, deberá presentar un coeficiente de permeabilidad por lo menos 10 veces mayor que el del suelo con el cual está en contacto y, además, deberá cumplir las propiedades mecánicas, hidráulicas y de filtración establecidas en el Artículo 673 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS.

Las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras vigentes en el INVÍAS en el instante de la elaboración de este Manual no consideran la instalación de geodrenes. En tanto prevalezca esta situación, se recomienda que el relleno de la zanja del geodrén se realice con una arena gruesa de río cuyos requisitos de calidad y de granulometría se encuentren dentro de los límites indicados en las Tablas 630.1 y 630.2 del Artículo 630 de las especificaciones.

5.3.2.3.2. Tubería del dren lateral

Los tubos que se utilizan de manera rutinaria para transportar el agua en los drenes laterales de base son de 2 tipos: (i) flexibles y corrugados de polietileno (CPE) y (ii) rígidos y lisos de cloruro de polivinilo (PVC). Los tubos corrugados de polietileno se deberán ajustar a la especificación AASHTO M 252, en tanto que los de PVC deberán ser de la clase PS 46 y cumplir los requisitos de la especificación AASHTO M 278.

Las aberturas de los orificios y de las ranuras de los tubos deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Para tubos con orificios circulares,

D_{85} (relleno del dren) > 1.0 del diámetro de orificio	[5.17]
--	--------
- Para tubos ranurados,

D_{85} (relleno del dren) > 1.20 del ancho de la ranura	[5.18]
---	--------

La razón por la cual se permite que el ancho del orificio sea mayor que el de la ranura, es porque las partículas granulares pueden formar arcos de trabazón en cualquier dirección sobre un orificio circular, pero sólo en una dirección sobre una ranura.

Las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras vigentes en el INVÍAS no consideran la instalación de tubos en los drenes de los pavimentos. En tanto se modifique esa situación y teniendo en cuenta que el uso de dichos elementos en los sistemas de drenaje subsuperficial longitudinal sí se contempla en este Manual, se recomienda que, al menos, el tercio inferior de la circunferencia de los tubos sea impermeable, que los orificios tengan un diámetro (o ancho) del orden de 3 a 5 milímetros y que el área perforada no sea menor de 1,000 mm² por metro de tubería (Referencia 5.27).

5.3.2.3.3. Drenes transversales colectores

En todas las carreteras existen algunos puntos donde la geometría entra en conflicto, tanto con el drenaje superficial como con el subterráneo. Es el caso de las curvas verticales cóncavas que unen tangentes de pendiente de diferente signo, en las cuales la pendiente longitudinal decrece hasta alcanzar un valor igual a cero en el punto más bajo de ellas. También, en las curvas horizontales la pendiente transversal se hace igual a cero en las zonas de transición del peralte. Una combinación de componentes de pendiente igual a cero puede originar problemas para el escurrimiento de las aguas. El diseñador deberá considerar la provisión de drenes transversales colectores para proporcionar drenaje interno al pavimento en esos lugares. Cuando estos drenes se usen en las transiciones, se deberá descender un poco el fondo del dren colector longitudinal, con el fin de asegurarle una pendiente adecuada al dren transversal. La Figura 5.28 muestra un ejemplo en el que los drenes transversales se han instalado en conjunto con la base permeable y el sistema colector longitudinal (Referencia 5.8).

En los tramos de carretera donde la pendiente longitudinal sea mayor que la transversal, el flujo se tiende a producir más en sentido longitudinal que transversal. Cuando ello sucede, se puede producir un flujo de infiltración longitudinal alimentado a través de la calzada, las bermas, los separadores centrales y los taludes y dicha agua se puede acumular en la transición corte-relleno o en otros obstáculos, dando lugar a afloramientos en la calzada que conducen con el tiempo a la desintegración del pavimento. Para captar estos flujos se deberán proyectar drenes colectores en sentido transversal a la carretera en la transición corte-relleno, siempre que la pendiente longitudinal de la vía sea igual o mayor de 3%, y el corte de aguas

arriba tenga una longitud mayor de 150 metros (Referencia 5.28). El diseñador podrá, previa justificación técnica, disminuir estos valores o colocar un mayor número de subdrenes transversales emplazándolos, inclusive, en otros puntos intermedios de los cortes siempre que lo considere necesario (Figura 5.28).

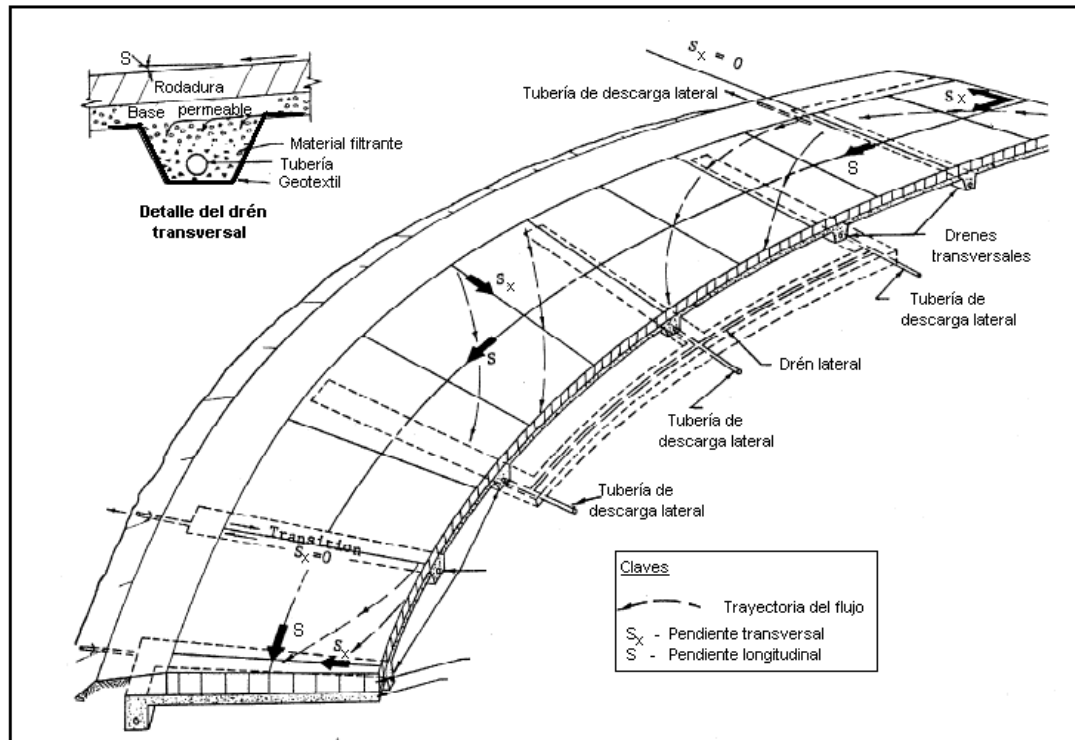


Figura 5.28. - Drenes transversales colectores en curva peraltada

Por lo general, los drenes transversales colectores se construyen normales al eje de la carretera; sin embargo, en algunas ocasiones pueden presentar alguna inclinación o, inclusive, tener una disposición en forma de espina de pez, la cual es recomendable en la zona de contacto corte-terraplén (ver Figura 5.29).

Como en el caso de los drenes laterales, el sistema del dren transversal colector está constituido por una tubería perforada o ranurada que se coloca en el fondo de una zanja cuya superficie ha sido parcialmente forrada con un geotextil y rellena con un agregado filtrante (ver detalle en la parte superior izquierda de la Figura 5.28). Las características de calidad de estos materiales son las mismas que se exigen a los empleados en la construcción del dren colector longitudinal.

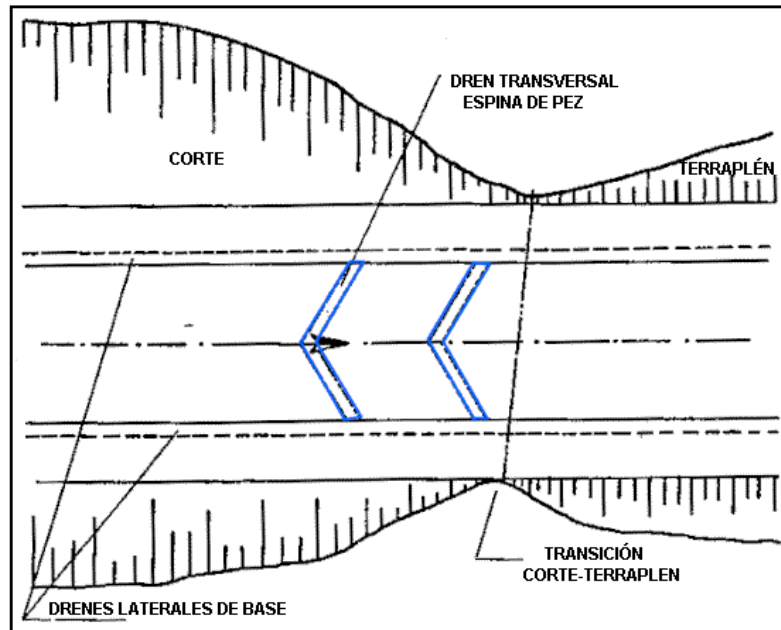


Figura 5.29. - Disposición de drenes transversales en forma de espina de pez (Vista en planta)

5.3.2.4. Tubería de descarga lateral

Su finalidad es recibir el agua que fluye por el dren lateral y encauzarla hacia el exterior en sentido perpendicular al eje de la vía (Figura 5.30). La instalación de la tubería de descarga lateral es crítica para el sistema de drenaje interno del pavimento cuando se instalan drenes laterales de base. Su acople con la tubería del dren deberá ser perfecto con el fin de evitar cualquier fuga. Es recomendable el uso de tubos rígidos de PVC, sin perforaciones, los cuales brindan mayor resistencia contra el deterioro producido por las operaciones rutinarias de rocería o por la acción de vehículos en emergencia.

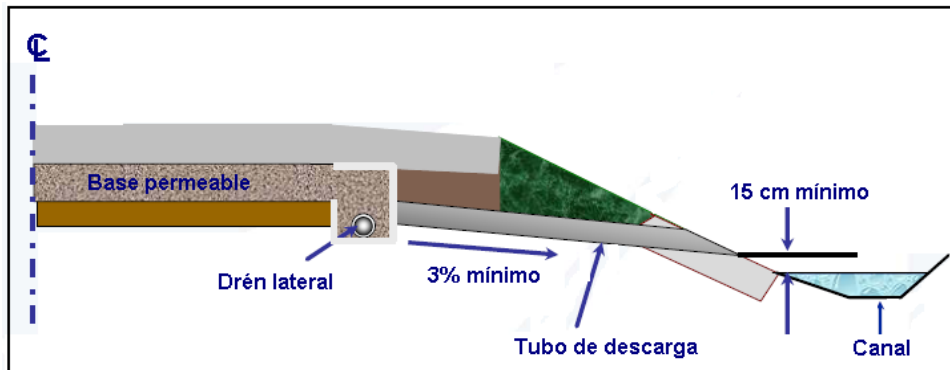


Figura 5.30. - Tubería de descarga lateral

Para asegurar un buen y perdurable funcionamiento, el sistema de tuberías de drenaje del agua de infiltración se debe diseñar teniendo en cuenta su mantenimiento. La Figura 5.31 ilustra un sistema con tuberías de descarga situadas en ambos extremos del sistema del dren lateral. Ello permite que un equipo de limpieza a presión ingrese al dren desde ambos extremos.

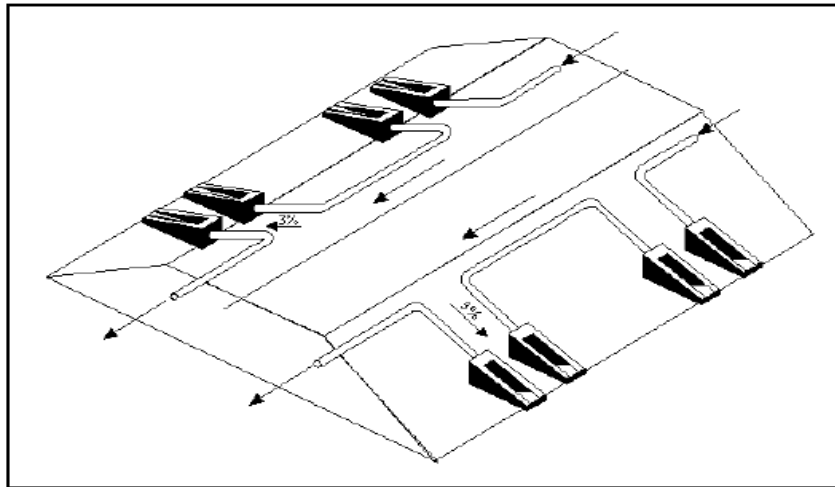


Figura 5.31. - Tuberías de descarga situadas en ambos extremos del dren lateral

Las zanjas sobre las cuales se colocan las tuberías de descarga se deberán rellenar con un material que satisfaga los requisitos de calidad que se exigen a los suelos seleccionados en el Artículo 220 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS y, además, cuya fracción que pase el tamiz de 75 μm (No. 200) sea, cuando menos, de 5%.

En los sitios donde el terraplén sea atravesado por una corriente de agua, la descarga del dren lateral se realizará en dicha corriente.

5.3.2.5. Cabezales de salida

Se recomienda construir cabezales de concreto en todas las descargas de los sistemas de drenaje subsuperficial del pavimento, ya que ellos protegen de daño las tuberías de descarga, previenen la erosión del talud y facilitan la localización de los desagües para las futuras operaciones de mantenimiento (ver Figura 5.32). El extremo de la tubería de descarga deberá quedar perfectamente acoplado al cabezal.

Los cabezales pueden ser prefabricados o fundidos en el lugar. Es recomendable la instalación de mallas en la boca de la tubería de descarga para prevenir el ingreso de animales que causan deterioros y construyen

nidos dentro de la tubería. Las mallas deberán ser de fácil remoción para facilitar su mantenimiento y el de la tubería.



Figura 5.32. - Cabezal

5.3.2.6. Cuneta o canal que recibe el agua de infiltración

El sistema de drenaje del agua infiltrada debe estar coordinado con el de drenaje superficial longitudinal. Aunque no constituye un elemento formal del drenaje subsuperficial de un pavimento, la profundidad de los canales o cunetas en los cuales se produce la descarga del flujo interno juega un papel crítico en el comportamiento del pavimento a largo plazo (Figura 5.30). Estos dispositivos deben drenar tanto el agua superficial que reciben, como la proveniente de la base permeable. Si la profundidad del dispositivo de drenaje superficial es insuficiente, el agua puede refluir hacia la tubería.

Si los canales o los separadores son demasiado planos para evacuar el agua procedente del dren lateral, es necesario instalar un sistema de drenaje de aguas lluvias para recolectar el agua (Figura 5.33). Ello se debe a que los drenes laterales de base deben seguir la pendiente de la carretera y, por lo general, no se pueden profundizar progresivamente con la longitud, como sí sucede con los drenes longitudinales profundos convencionales.

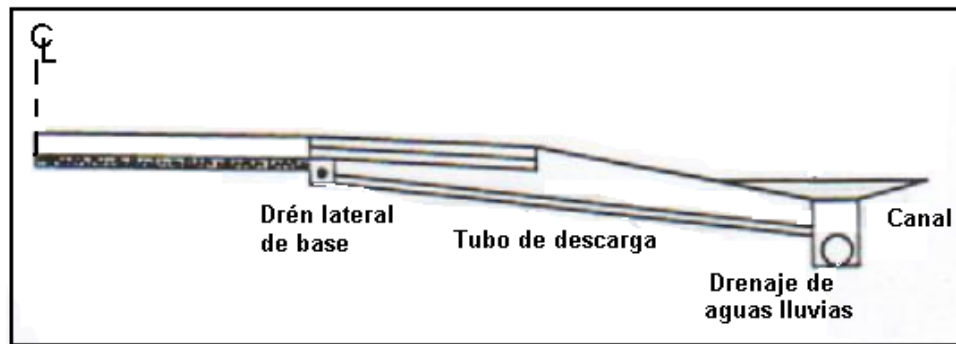


Figura 5.33. - Tubería de descarga conectada a drenaje de aguas lluvias

5.3.3. Análisis y diseño del sistema de drenaje interno del pavimento

Establecidas las características generales del sistema de drenaje interno del pavimento, su análisis y diseño se podrá realizar de acuerdo con el procedimiento que se muestra en el diagrama de la Figura 5.34, siguiendo los pasos que se describen a continuación:

- 1) Determinar la cantidad neta de agua que se infiltra, que es aquella que debe ser removida por el sistema de drenaje interno. El cálculo debe considerar tanto el agua de todas las fuentes que puedan contribuir a la saturación de la sección del pavimento (agua infiltrada desde la superficie más agua subterránea proveniente de los taludes o de flujos artesianos), como el caudal de exfiltración que eventualmente fluya desde pavimento hacia el suelo que lo subyace.
- 2) Analizar y/o diseñar la(s) capa(s) del pavimento que van a drenar el caudal de agua infiltrada según el cálculo del primer paso. La ejecución de este paso exige un trabajo coordinado entre los especialistas de hidráulica y de pavimentos.
- 3) Diseñar el sistema colector del agua removida por las capas drenantes del pavimento. Esta labor incluye la localización y el dimensionamiento de los drenes colectores longitudinales y transversales y la determinación del espaciamiento entre desagües.
- 4) Por último, se deberá efectuar un análisis crítico de los resultados obtenidos en los pasos 2 y 3 en relación con el potencial del sistema de drenaje propuesto a largo plazo, teniendo en cuenta las posibilidades tanto de construcción, de mantenimiento y de comportamiento a largo plazo, como económicas.

Se debe tener en cuenta que existe interdependencia entre las actividades descritas en los pasos 2, 3 y 4 y que puede ser necesario seguir de manera simultánea algunos aspectos de ellos o en orden diferente al cual se han presentado. Por ejemplo, el espesor de la capa drenante es gobernado, en parte, por la distancia a la cual se colocan los dispositivos de desagüe. Esta distancia, a su vez, es controlada por el tipo y la geometría del sistema colector elegido el cual, a su vez, está gobernado por consideraciones asociadas con el costo y con la disponibilidad de los materiales necesarios para la construcción de los drenes.

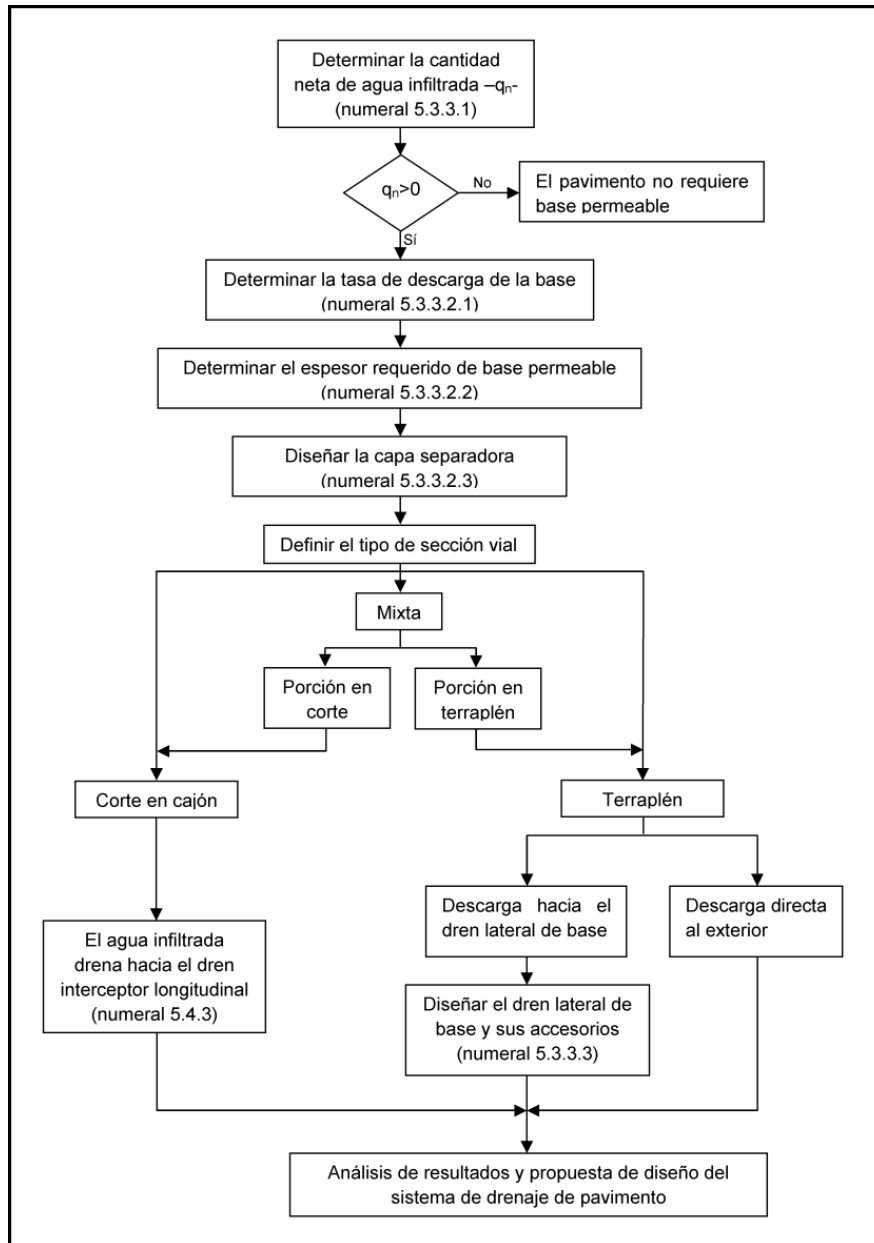


Figura 5.34. - Análisis y diseño del sistema de drenaje interno del pavimento

5.3.3.1. Cuantificación del agua infiltrada

5.3.3.1.1. Infiltración desde la superficie

El diseño de las bases permeables suele tener en cuenta únicamente la infiltración de agua desde la superficie. Las fluctuaciones estacionales del nivel freático pueden constituir una fuente significativa de agua interna. Por lo tanto, si los análisis indican que la presencia de agua subterránea puede afectar el comportamiento del pavimento, se deberá considerar el diseño e instalación de unos dispositivos profundos de drenaje interno para interceptarla y drenarla antes de que alcance la base permeable (ver numeral 5.4). Sin embargo, aunque se tome esta precaución, siempre existe la posibilidad de que se filtre hacia la base parte del agua proveniente del abatimiento del nivel freático en los taludes de corte, así como la originada en eventuales fuentes artesianas. Como los flujos provenientes de estas fuentes suelen ser sustancialmente inferiores a los de infiltración desde la superficie, no se acostumbra tomarlos en cuenta. Igual sucede con la exfiltración que eventualmente ocurra desde pavimento hacia el suelo de subrasante y la fundación del pavimento. No obstante, si el diseñador estima que estos flujos no se pueden ignorar, deberá considerarlos aplicando los criterios indicados en los numerales 5.3.3.1.2 y 5.3.3.1.3.

Básicamente, existen dos aproximaciones para el diseño hidráulico de las bases permeables considerando el agua infiltrada desde la superficie:

- Régimen permanente.
- Tiempo para drenar.

En la primera aproximación se asume que una porción fija de la lluvia que cae sobre el pavimento ingresa en él. La segunda se basa en el flujo que entra al pavimento hasta que la base permeable se satura, de manera que cualquier exceso sobre dicha cantidad no entra a la sección del pavimento y, simplemente, se supone que fluye por la superficie. En esta aproximación se considera que la base comienza a drenar hacia el dren colector longitudinal en el instante en que cesa la lluvia.

5.3.3.1.1.1. Aproximación de régimen permanente

La tasa de infiltración (q_i , $m^3/día/m^2$ de pavimento) es la cantidad de agua que ingresa en el pavimento por metro cuadrado y puede ser estimada por dos métodos: (i) relación de infiltración y (ii) infiltración a través de las grietas

El primer método es altamente empírico y depende de la relación de infiltración y de la rata de lluvia (precipitación horaria). El segundo fue

desarrollado a partir de los resultados de ensayos de infiltración en pavimentos en servicio. Se han encontrado grandes diferencias entre los resultados obtenidos con ellos. Como el de infiltración a través de las grietas es más analítico y se basa en medidas efectuadas en el campo, es usado con mayor frecuencia; sin embargo, el primer método es útil con fines de verificación. Si el proyectista lo estima conveniente, puede usar el mayor de los dos valores con fines de diseño.

– Relación de infiltración

Es un método simple para estimar la cantidad de agua que ingresa al pavimento por infiltración. El método asume que una porción fija de la lluvia que cae sobre el pavimento ingresa en él. De esta manera, los datos requeridos son, solamente, el aguacero de diseño y la relación de infiltración, a partir de los cuales se determina la tasa de infiltración de agua en el pavimento mediante la expresión:

$$q_i = C \times R \times \frac{1}{1000} (\text{m/mm}) \times 24(\text{h/día}) \times 1(1\text{m} \times 1\text{m}) \quad [5.19]$$

La cual se puede simplificar a:

$$q_i = 0.024 \times C \times R \quad [5.20]$$

Donde: q_i : Tasa de infiltración en el pavimento, en metros cúbicos por día por metro cuadrado ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}^2$).

C: Relación de infiltración.

R: Rata de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).

La relación de infiltración (C) representa la porción de la lluvia que ingresa al pavimento a través de sus juntas y grietas. Cedregreen (Referencia 5.29), recomienda los valores que se indican a continuación:

- 0.33 a 0.50 para pavimentos asfálticos
- 0.50 a 0.67 para pavimentos rígidos

Debido a que el valor por aplicar en un determinado proyecto no resulta fácil de establecer, se acostumbra emplear un valor de 0.5 para cualquier pavimento.

El diseñador es el responsable de escoger la frecuencia y la duración de la lluvia a partir de la cual ha de realizar el diseño de la base. Por defecto, se sugiere utilizar una lluvia de diseño con una frecuencia de 2 años y una hora de duración.

Ejemplo

Dadas la intensidad de la lluvia de 1 hora de duración y frecuencia bienal (70 mm/hora) y la relación de infiltración ($C = 0.5$), determinar la tasa de infiltración en el pavimento (q_i) por el método de la relación de infiltración.

Solución

Sustituyendo los datos en la ecuación [5.20]:

$$q_i = 0.024 \times 0.5 \times 70 = 0.84 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$$

– Infiltración a través de las grietas

El método de infiltración a través de las grietas, recomendado en el manual de diseño de subdrenaje de la FHWA (Referencia 5.8), se basa en la ecuación:

$$q_i = I_c \times \left(\frac{N_c}{W} + \frac{W_c}{W \times C_s} \right) + k_p \quad [5.21]$$

- En la cual:
- q_i : Tasa de infiltración en el pavimento, en metros cúbicos por día por metro cuadrado ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}^2$).
 - I_c : Tasa de infiltración en las grietas, en metros cúbicos por día por metro lineal ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}$) de grieta.
 - N_c : Número de juntas y/o grietas longitudinales.
 - W_c : Longitud de las juntas y/o grietas transversales que contribuyen, en metros (m).
 - C_s : Espaciamiento promedio entre juntas y/o grietas transversales, en metros (m).
 - W : Ancho de la base permeable con bombeo uniforme, en metros (m).

k_p : Permeabilidad del pavimento sin juntas ni grietas, en metros cúbicos por día por metro cuadrado ($m^3/día/m^2$).

Como resultado de estudios en juntas y grietas saturadas, el manual de diseño de subdrenaje de la FHWA (Referencia 5.8) sugiere emplear un valor de I_c de 2.4 pies³/día/pie de junta o grieta ($0.22 m^3/día/m$ de junta). El uso de este valor elimina el problema de elegir la lluvia de diseño y la rata de infiltración.

El número de juntas y grietas longitudinales (N_c) depende la geometría de la vía, en particular del número de carriles que contribuyen a la infiltración con la misma pendiente transversal (N):

$$N_c = N + 1 \quad [5.22]$$

Se requiere buen juicio para calcular el número de juntas y grietas longitudinales. Por ejemplo, si la calzada tiene dos carriles con una pendiente transversal (bombeo) uniforme, el valor N es 2 y, consecuentemente, N_c es igual a 3. El cálculo de N_c resulta muy sencillo en pavimentos rígidos, en los cuales tanto las juntas longitudinales como los contactos entre calzada y bermas se encuentran claramente definidos. Sin embargo, en los pavimentos asfálticos el asunto es bastante complejo, por cuanto en ellos la capa asfáltica de las bermas se suelen construir de manera simultánea y monolítica con la de la calzada y, además, el ancho de cada franja de pavimento no coincide necesariamente con el un carril, lo que genera un número de juntas frecuentemente indeterminado a priori; por otra parte, si el pavimento se ha construido con más de una capa asfáltica, las juntas de la capa inferior pueden no coincidir con las de la superior; por último, las juntas longitudinales de construcción pueden resultar permeables o no dependiendo de la calidad del trabajo de la cuadrilla de pavimentación. Por todas estas razones, la validez de la ecuación [5.21] en el análisis de la infiltración en pavimentos asfálticos resulta cuestionable.

En cuanto a C_s , el valor normal en los pavimentos rígidos corresponde a la separación media entre las juntas transversales. En el caso de los pavimentos asfálticos, se deberían aplicar valores específicos obtenidos como resultado de observaciones locales sobre el desarrollo de grietas transversales a intervalos regulares. A falta de información, se sugiere adoptar 12 metros (40 pies) para pavimentos asfálticos nuevos (Referencia 5.30).

La Figura 5.35 identifica en planta la longitud de juntas o grietas transversales que contribuyen a la infiltración (W_c), el espaciamiento entre

ellas (C_s) y el ancho de la base permeable (W), en tanto que la Figura 5.36 muestra las mismas dimensiones en un corte transversal, para un pavimento con la misma pendiente transversal (bombeo) en los dos carriles. En la Referencia 5.8 se recomienda que el valor W_c incluya tanto el ancho del pavimento como las bermas, el cual posiblemente sea mayor que el ancho de la base permeable. Esto genera un criterio muy conservativo, sugiriendo que el agua de todo el ancho de corona puede ingresar a la base permeable, razón por la cual resulta más recomendable suponer que W_c sea igual a W . Por otra parte, si el proyectista considera que la base no debe descargar en el dren lateral sino en el talud del terraplén, deberá considerar esta situación al definir el ancho W .

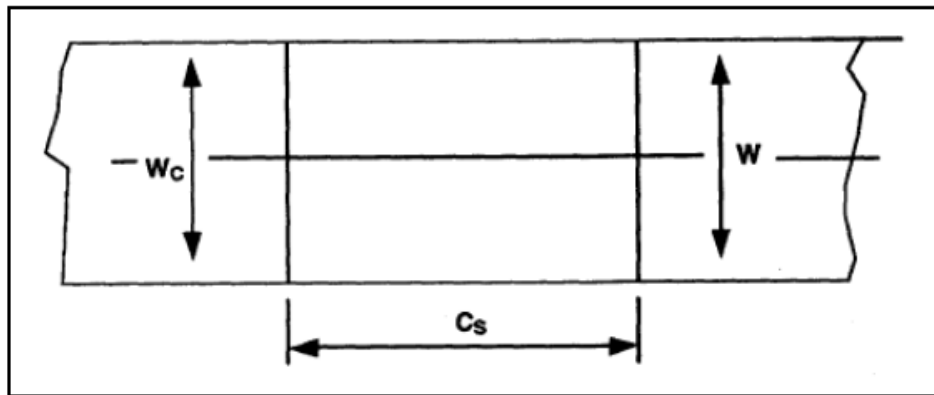


Figura 5.35. - Ilustración de parámetros de la ecuación 5.21 - Esquema en planta

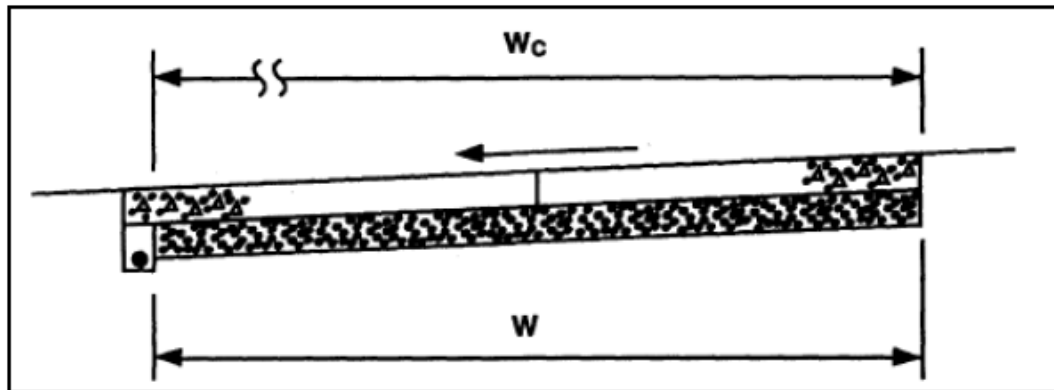


Figura 5.36. - Ilustración de parámetros de la ecuación 5.21 - Esquema en sección transversal

El valor k_p representa el flujo a través de un pavimento sin juntas o grietas. Para los fines de este análisis se puede suponer que la permeabilidad de un pavimento nuevo de concreto hidráulico (con las juntas bien selladas) y la de las capas asfálticas bien compactadas es 0.

Ejemplo

Determinar la tasa de infiltración de agua (q_i) en un pavimento rígido con base permeable, por el método de infiltración a través de juntas y grietas, para los siguientes datos:

Calzada de pavimento rígido con pendiente transversal (bombeo) uniforme, de 2 carriles de 3.65 metros cada uno ($W_c = 7.30$ m), con juntas transversales (C_s) cada 6 metros, bermas de 3.0 metros a cada lado y un ancho de base permeable (W) igual al de la calzada

- Rata de infiltración (I_c) = $0.22 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$ de grieta
- Número de carriles contributivos (N) = 2
- Número de grietas contributivas (N_c) = $N+1 = 2+1 = 3$
- Longitud de las juntas transversales contributivas (W_c) = 7.30 m (sin considerar las bermas).
- Permeabilidad del pavimento en zonas sin juntas ni grietas (k_p) = 0

Solución

Sustituyendo los datos en la ecuación [5.21]:

$$q_i = 0.22 * \left(\frac{3}{7.30} + \frac{7.30}{7.30 * 6} \right) + 0 = 0.127 \text{ m}^3 / \text{día} / \text{m}^2$$

5.3.3.1.1.2. Procedimiento del tiempo para drenar

La aproximación más utilizada para realizar el diseño hidráulico de las bases permeables es la del tiempo para drenar, en la cual no se requiere calcular la tasa de infiltración de agua en el pavimento. Esta aproximación se basa en las siguientes suposiciones:

- El agua se infiltra en el pavimento hasta que la base se satura.
- Una vez que la base se satura, no se infiltra más agua y cualquier exceso de lluvia simplemente fluye sobre el pavimento.
- Una vez que la lluvia cesa, el agua infiltrada es drenada hacia los dispositivos laterales de subdrenaje (o evacuada hacia el talud si no existen los dispositivos).

El principal parámetro de interés en este procedimiento es el tiempo requerido para drenar la base permeable hasta un nivel de humedad

preestablecido. El criterio general es que en un lapso de 2 horas drene el 50% del agua drenable presente en la capa de base permeable. El diseño estándar basado en el tiempo para drenar califica la calidad del drenaje de la base permeable desde “excelente” hasta “muy pobre”, según el tiempo que tarda en drenar el 50% del agua drenable, como lo muestra la Tabla 5.9 (Referencia 5.31).

Tabla 5.9. - Calificación del drenaje de una base permeable a partir del tiempo que tarda en drenar el 50% del agua drenable

CALIDAD DEL DRENAJE	TIEMPO PARA DRENAR
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	7 días
Pobre	1 mes
Muy pobre	No drena

El tiempo para drenar de una base permeable en un tramo determinado es función de su porosidad efectiva (n_e), del coeficiente de permeabilidad (k), del espesor de la capa (H_B), de la longitud resultante (L_R) y de la pendiente resultante (S_R) de la trayectoria de flujo.

El tiempo para drenar se determina mediante la ecuación:

$$t = T \times m \times 24 \quad [5.23]$$

Donde: t : Tiempo para drenar, en horas (h).

T : Factor tiempo

Barber y Sawyer elaboraron una gráfica que permite determinar el factor tiempo a partir de la geometría de la capa de base (ver Figura 5.37) (Referencia 5.24). Para su uso se requiere calcular previamente el denominado factor de pendiente (S_1), con la expresión:

$$S_1 = \frac{L_R \times S_R}{H_B} \quad [5.24]$$

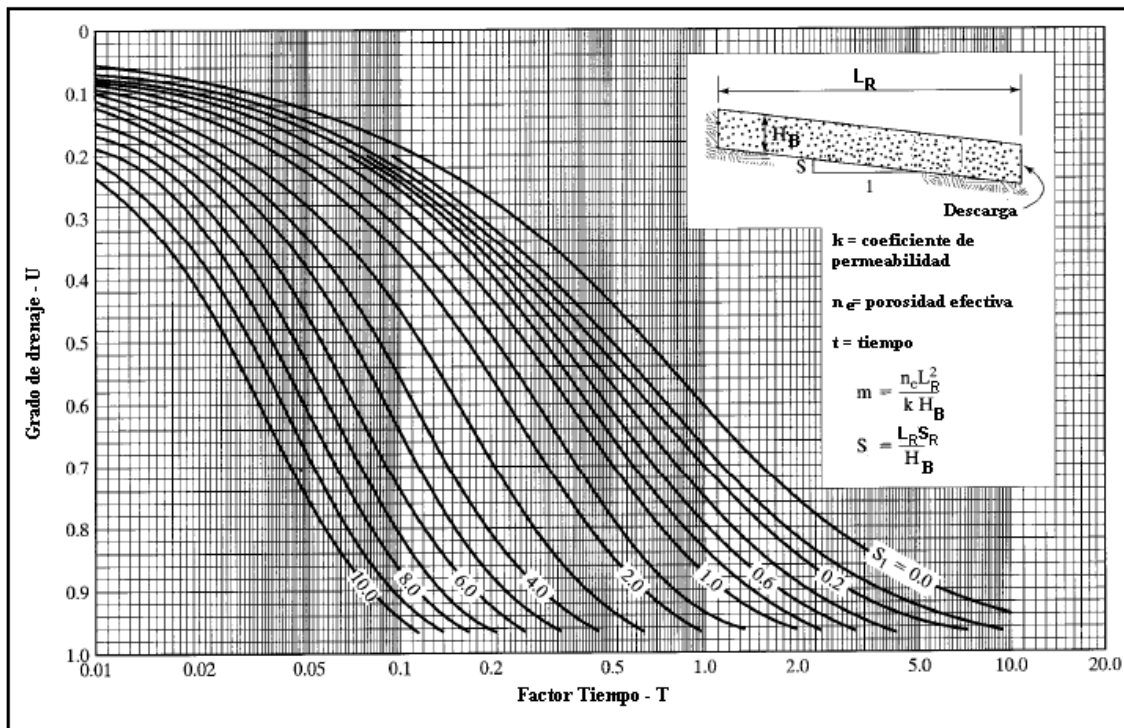


Figura 5.37. - Factores tiempo para el drenaje de una capa saturada

m: Parámetro definido por medio de la ecuación:

$$m = \frac{n_e \times L_R^2}{k \times H_B} \quad [5.25]$$

La porosidad efectiva (n_e) se determina como se indica en el numeral 5.2.3.2.

Ejemplo

Determinar el tiempo para drenar el 50% de una base permeable, de acuerdo con los datos que se presentan en seguida:

- Geometría de la vía
 - Pendiente resultante de la trayectoria de flujo (S_R) = 0.02828
 - Longitud resultante de la trayectoria de flujo (L_R) = 10.32 m
 - Espesor de la base permeable (H_B) = 0.15 m

- Material de la base
- Porosidad efectiva = 0.227
- Coeficiente de permeabilidad = 2 cm/s (1,728 m/día)

Solución

Primero se determina el factor de pendiente (S_1) con la ecuación [5.24]:

$$S_1 = \frac{L_R \times S_R}{H_B} = \frac{10.32 \times 0.02828}{0.15} = 1.95$$

En la Figura 5.35 se determina el factor tiempo con el factor de pendiente (1.95) y el grado de drenaje deseado (50%):

$$T_{50} = 0.17$$

Se calcula el parámetro m con la ecuación [5.25]:

$$m = \frac{n_e \times L_R^2}{k \times H_B} = \frac{0.227 \times (10.32)^2}{1,728 \times 0.15} = 0.093$$

Se calcula el tiempo para drenar 50% con la ecuación [5.23]:

$$t = T \times m \times 24 = 0.17 \times 0.093 \times 24 = 0.38 \text{ horas}$$

Se aprecia que al efectuar el cálculo por este procedimiento no interviene la tasa de infiltración de agua en el pavimento.

Considerando que la Figura 5.37 es incómoda de leer y que normalmente se emplea sólo el 50% de drenaje, la AASHTO recomienda el uso de la fórmula de Casagrande/Shannon para estimar el tiempo requerido para drenar dicha proporción:

$$t_{50} = \frac{n_e \times L_R^2 \times 24}{2 \times k \times (S_R \times L_R + H_B)} \quad [5.26]$$

Ejemplo

Empleando la ecuación 5.26, determinar el tiempo para drenar el 50% de la base permeable descrita en el ejemplo precedente

Solución

$$t_{50} = \frac{n_e \times L_R^2 \times 24}{2 \times k \times (S_R \times L_R + H_B)} = \frac{0.227 \times (10.32)^2 \times 24}{2 \times 1,728 \times (0.02828 \times 10.32 + 0.15)} = 0.38 \text{ horas}$$

5.3.3.1.2. Filtración de agua subterránea hacia la base permeable

Generalmente es factible interceptar o abatir los flujos de agua subterránea con los dispositivos de drenaje profundo, de manera que la cantidad de agua de esta procedencia que ingresa en el pavimento se puede considerar despreciable. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias puede no resultar posible el control total de estos flujos ascendentes, siendo necesario tener en cuenta las filtraciones por este concepto en el diseño del drenaje del pavimento. Al efecto, se deben considerar dos fuentes posibles de agua subterránea: (i) la gravitacional proveniente de la interceptación del nivel freático de un talud aledaño a la vía y (ii) el flujo artesiano.

5.3.3.1.2.1. Flujo proveniente del talud de corte

En este caso, la tasa de infiltración se puede estimar mediante el análisis de una red de flujo (Referencia 5.12) o con ayuda de la Figura 5.38, la cual es aplicable al caso general en el que existe una frontera impermeable a cierta distancia bajo la capa permeable.

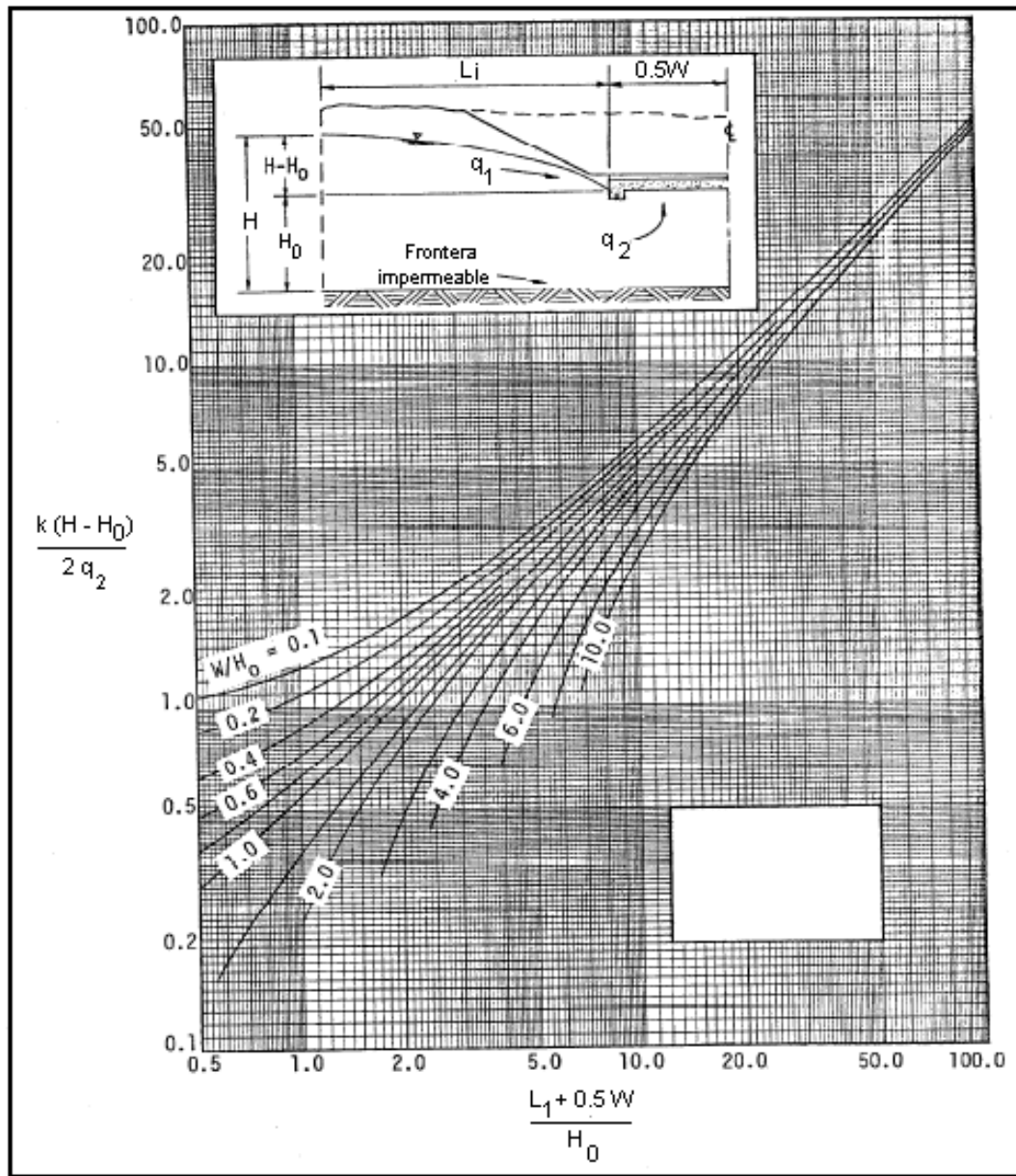


Figura 5.38. - Gráfica para determinar la infiltración de agua subterránea (Referencia 5.8)

La figura permite determinar un volumen de flujo ascendente por unidad de tiempo y por unidad de longitud (q_2), a partir del cual se calcula la tasa de infiltración de agua freática por unidad de área de la base permeable (q_g) con la ecuación:

$$q_g = \frac{2 \times q_2}{W} \quad [5.27]$$

Siendo W el ancho de la base permeable

El uso de la figura requiere el cálculo previo del radio de influencia (L_i), que es la distancia a partir de la cual se comienza a abatir el nivel freático, la cual se puede estimar con la expresión:

$$L_i = 3.8 \times (H - H_0) \quad [5.28]$$

Donde: H: Altura original del nivel freático sobre la frontera impermeable

H_0 : Distancia entre el fondo de la capa permeable y la frontera impermeable

Ejemplo

Determinar la tasa de infiltración de agua freática dentro de una base permeable (q_g), a partir de los siguientes datos:

- Altura original del nivel freático sobre la frontera impermeable (H) = 8.0 m
- Distancia entre el fondo de la capa permeable y la frontera impermeable (H_0)=5.0m
- Coeficiente de permeabilidad del suelo natural (k) = 1.2×10^{-4} cm/s (0.1 m/día)
- Ancho de la base permeable (W) = 12.3 m

Solución

Se calcula L_i con la ecuación [5.28]:

$$L_i = 3.8 \times (H - H_0) = 3.8 \times (8.0 - 5.0) = 11.4 \text{ m}$$

Se determina el valor requerido para ingresar a las abscisas de la Figura 5.38:

$$\frac{L_i + 0.5 \times W}{H_0} = \frac{11.4 + 0.5 \times 12.3}{5.0} = 3.51$$

Se determina la relación:

$$\frac{W}{H_0} = \frac{12.3}{5.0} = 2.46$$

Con las 2 relaciones recién calculadas se ingresa a la Figura 5.38 y se obtiene en las ordenadas que:

$$\frac{k \times (H - H_0)}{2 \times q_2} = 1.2$$

De donde:

$$q_2 = \frac{k \times (H - H_0)}{2.4} = \frac{0.1 \times (8.0 - 5.0)}{2.4} = 0.125 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

Y:

$$q_g = \frac{2 \times q_2}{W} = \frac{2 \times 0.125}{12.3} = 0.02 \text{ m}^3/\text{día/m}^2$$

5.3.3.1.2.2. Flujo artesiano hacia la capa permeable

Para el caso del flujo artesiano (Figura 5.39) (Referencia 5.8), la rata de infiltración se puede estimar a partir de la ley de Darcy, en la forma:

$$q_a = k \times \frac{\Delta H}{H_0} \quad [5.29]$$

- Donde:
- q_a : Tasa de infiltración proveniente del acuífero artesiano, en metros cúbicos por día por metro cuadrado ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}^2$).
 - k : Coeficiente de permeabilidad del suelo, en metros por día ($\text{m}/\text{día}$).
 - ΔH : Exceso de carga artesiana, en metros (m).
 - H_0 : Espesor de la subrasante entre el acuífero artesiano y el fondo de la capa permeable del pavimento, en metros (m).

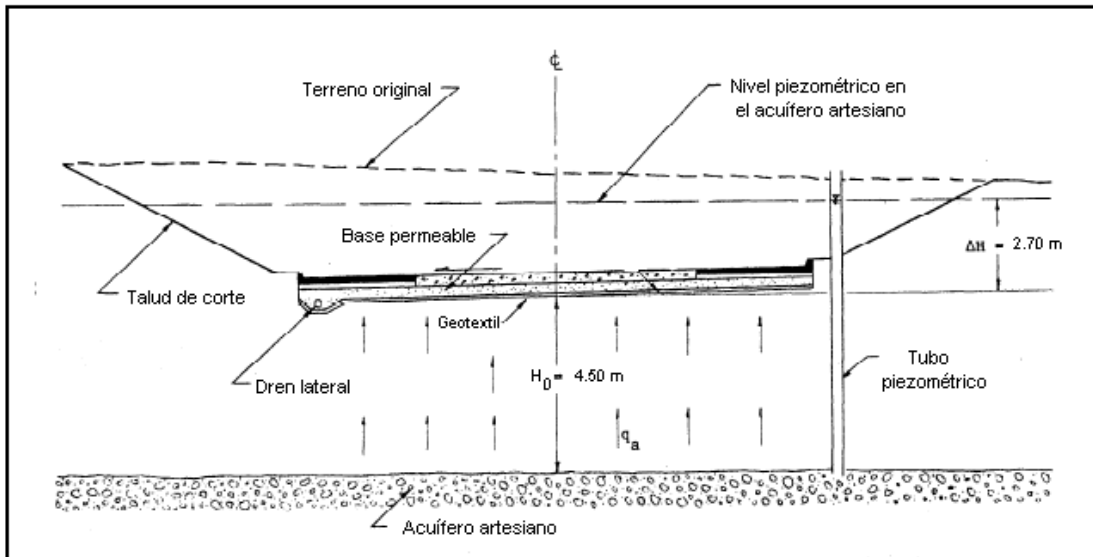


Figura 5.39. - Ejemplo de flujo artesiano hacia una capa permeable

Ejemplo

Hallar la tasa de infiltración proveniente de un acuífero artesiano, considerando la situación de flujo mostrada en la Figura 5.39.

El suelo de subrasante sobre el acuífero tiene una altura (H_0) de 4.50 metros y es un limo arcilloso, cuyo $k = 0.02$ m/día (2.3×10^{-5} cm/s).

Un piezómetro instalado durante la exploración subsuperficial mostró que la altura piezométrica del agua en la capa artesiana es de 2.70 metros sobre el fondo de la base permeable.

Solución

Reemplazando los valores correspondientes en la ecuación [5.29]:

$$q_a = k \frac{\Delta H}{H_0} = 0.02 \frac{2.70}{4.50} = 0.012 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2 \text{ de base permeable}$$

5.3.3.1.3. Exfiltración

Bajo ciertas circunstancias, parte del agua que se infiltra y acumula en una sección de pavimento puede rezumar verticalmente hacia los estratos de suelo subyacentes. Dado que esta exfiltración reduce la cantidad de agua

que debe ser transportada por el sistema de drenaje interno del pavimento, es necesario tenerla en consideración.

Hay una amplia variedad de condiciones subsuperficiales bajo las cuales puede ocurrir la exfiltración. En términos amplios, se pueden clasificar en tres categorías: (i) cuando el flujo se dirige hacia una tabla de agua horizontal o inclinada existente bajo la sección de pavimento; (ii) la situación que ocurre cuando a cierta profundidad existe un estrato de permeabilidad mucho mayor que la del suelo de subrasante o del terraplén; y (iii) cuando el flujo se dirige vertical y lateralmente a través del terraplén subyacente y de su fundación para salir a través de una superficie de filtración en el talud o en el suelo de soporte.

El análisis del primer caso resulta bastante complejo y, por tal motivo, se recomienda que en los estudios rutinarios se considere para los fines del diseño que la exfiltración hacia un nivel freático cercano sea ignorada, salvo que se disponga de información no sólo sobre la infiltración del agua lluvia en el pavimento sino, también, de la percolación que pueda ocurrir en el suelo circundante, la cual tiende a elevar la posición original de la tabla de agua (Referencia 5.8).

La situación que se presenta en el segundo caso se muestra esquemáticamente en la Figura 5.40. En este caso, la magnitud del flujo que puede ocurrir hacia el estrato muy permeable depende de la permeabilidad del suelo que se encuentra entre él y la estructura de pavimento. En la situación que presenta la parte (a) de la figura, el gradiente hidráulico promedio del flujo descendente (q_v/k) es función del ancho de la sección de pavimento (W), de la profundidad a la cual se encuentra el estrato de alta permeabilidad (D_u) y de la altura piezométrica a lo largo de su límite superior (H_u). Esta relación funcional se muestra en la Figura 5.41, la cual fue desarrollada para facilitar la estimación del gradiente q_v/k (Referencia 5.32). Se advierte en la figura que cuando $H_u = 0$ (lo que sucede cuando el nivel freático está en o bajo el límite superior del estrato de alta permeabilidad), el gradiente hidráulico promedio del flujo descendente es igual a 1.0.

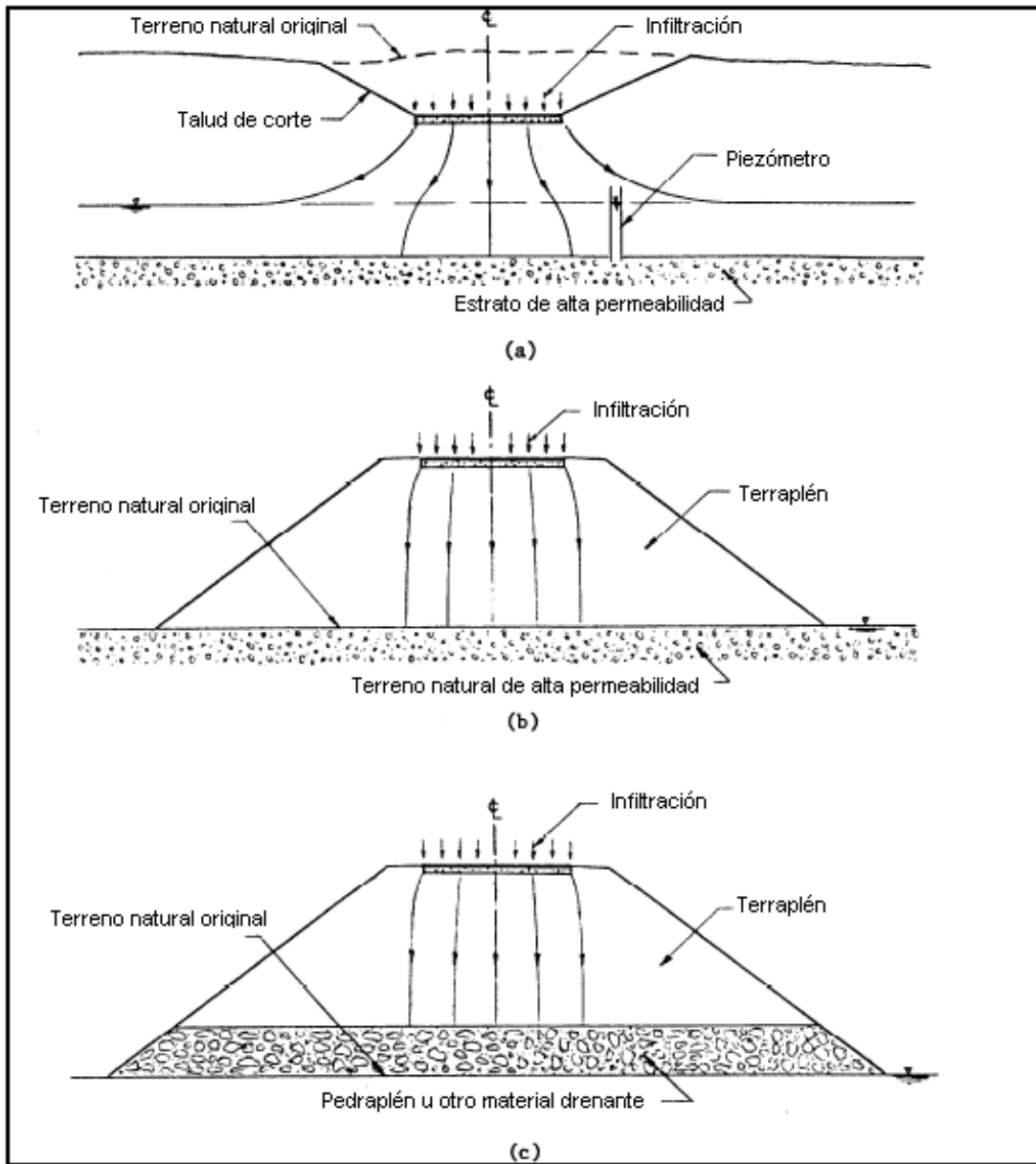


Figura 5.40. - Flujo vertical hacia una capa subyacente de muy alta permeabilidad

Ejemplo

Considerando la situación de flujo mostrada en la parte (a) de la Figura 5.40 y en la porción superior de la Figura 5.41, determinar la tasa de exfiltración (q_v) a partir de los siguientes datos:

- $D_u = 15$ m
- $W = 12$ m
- $H_u = 3$ m

- k del material del terraplén = 0.05 m/día

Solución

Se entra a la Figura 5.41 con $H_u/D_u = 3/15 = 0.20$ y $W/D_u = 12/15 = 0.8$ y se obtiene que $q_v/k = 0.96$

Por lo tanto:

$$q_v = 0.96 \times 0.05 = 0.048 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

Para expresar el caudal por unidad de área, se divide por el ancho W :

$$q_v = 0.048/12 = 0.004 \text{ m}^3/\text{día/m}^2$$

Si la cabeza piezométrica a lo largo de la superficie superior de la capa de drenaje libre (H_u) se incrementa a 7.50 metros, los valores para entrar a la Figura 5.41 serían $H_u/D_u = 7.50/15 = 0.50$ y $W/D_u = 12/15 = 0.8$ y, en este caso, se obtiene que $q_v/k = 0.75$

Por lo tanto:

$$q_v = 0.75 \times 0.05 = 0.0375 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

y

$$q_v = 0.0375/12 = 0.0031 \text{ m}^3/\text{día/m}^2$$

En las situaciones representativas del tercer caso (cuando el flujo se dirige vertical y lateralmente a través del terraplén subyacente y de su fundación), como las que muestra la Figura 5.42, la tasa de exfiltración se puede estimar construyendo redes de flujo similares a las mostradas o, de manera aproximada, con ayuda de la Figura 5.43, elaborada para evitar el dibujo de la red (Referencia 5.32). En el caso de usar la solución gráfica mediante la red de flujo (asunto que se trata en detalle en el numeral 5.4.2), el gasto se calcula con la ecuación [5.57].

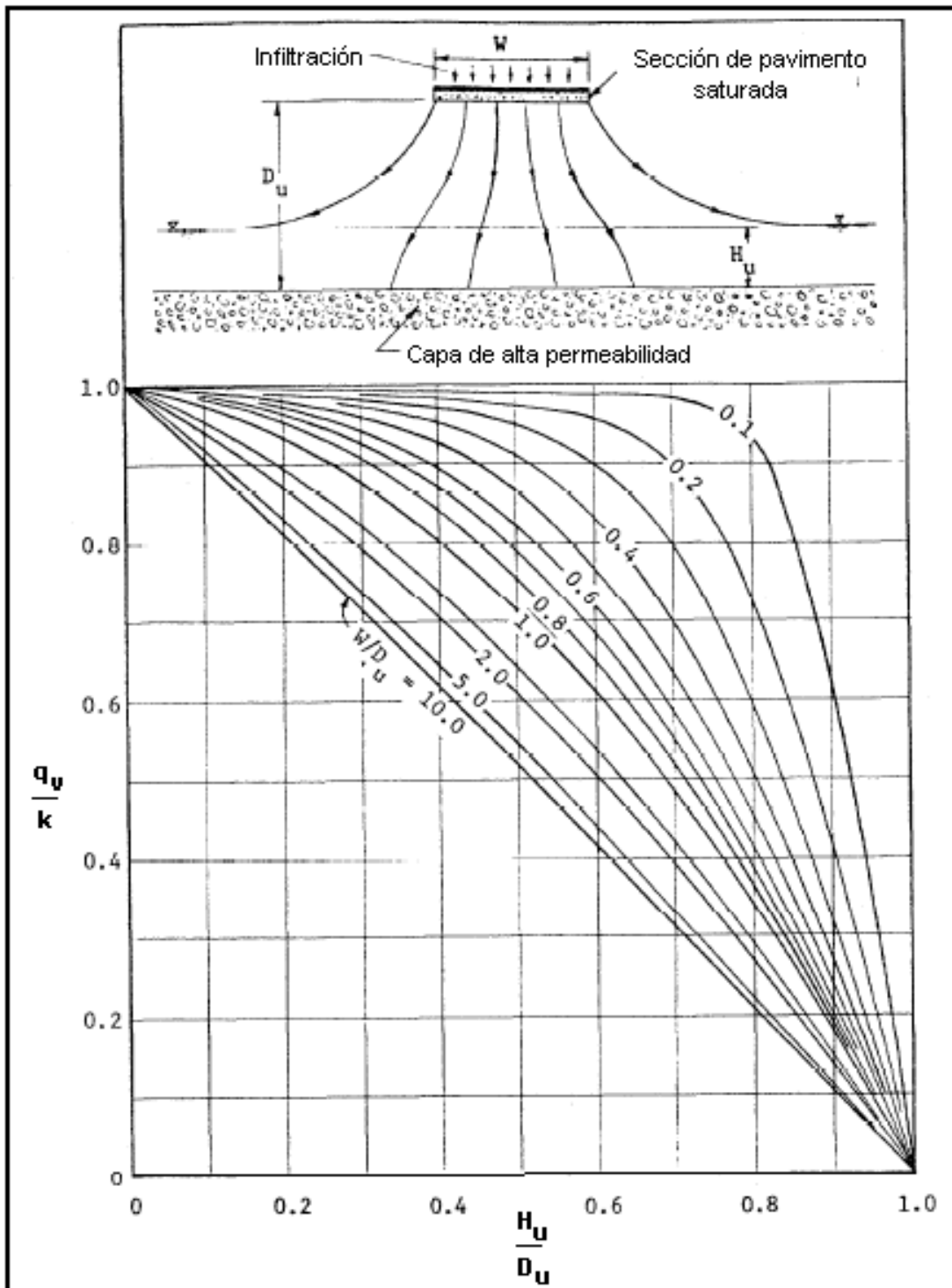


Figura 5.41. - Gráfica para estimar el flujo vertical desde un pavimento hacia una capa de alta permeabilidad, a través de la subrasante

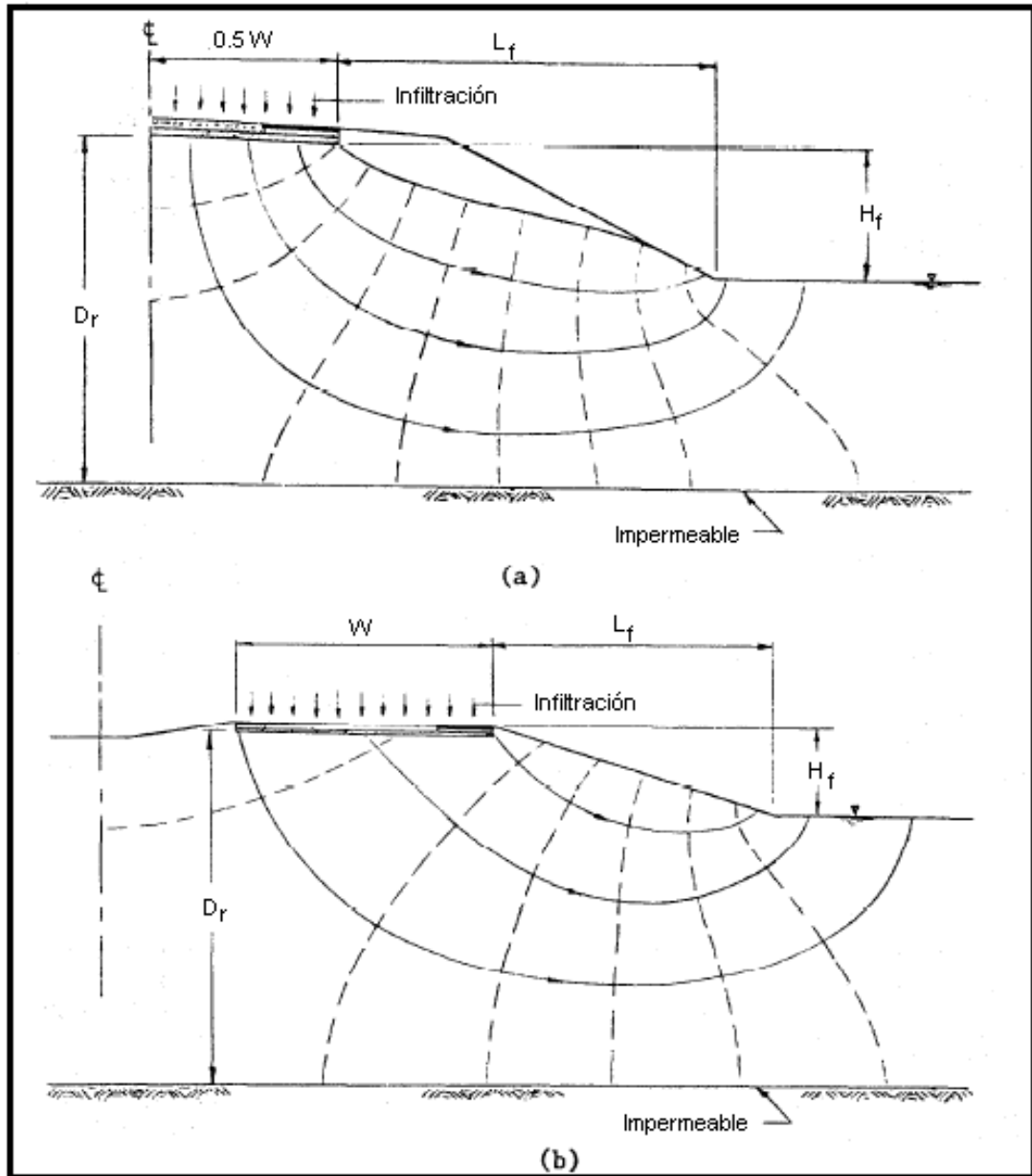


Figura 5.42. - Flujo vertical y lateral hacia un terraplén y su cimiento

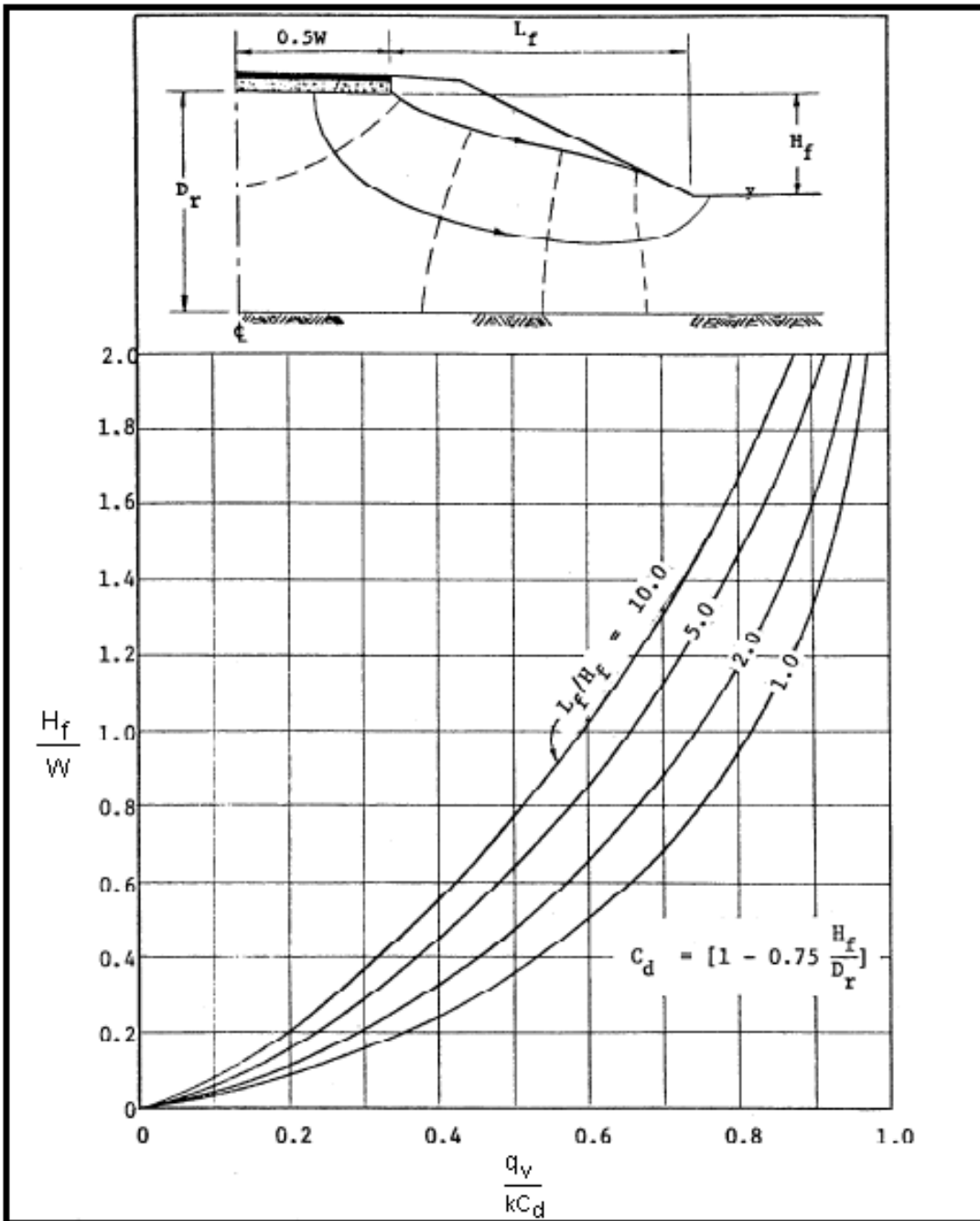


Figura 5.43. - Gráfica para estimar el flujo vertical y lateral de un pavimento a través del terraplén y el cimiento

Ejemplo - Flujo simétrico desde una sección de pavimento hacia un terraplén y su cimiento

Considerando la situación que muestra la Figura 5.42 (a), determinar la tasa de exfiltración (q_v) a partir de los siguientes datos:

- $L_f = 15$ m
- $W = 12.60$ m
- $H_f = 4.20$ m
- $D_r = 11.0$ m
- k del material del terraplén = 0.05 m/día

Solución

- 1) Empleando la red de flujo y la ecuación [5.57]:

$$q_v = k \times \Delta H \times \left(\frac{N_f}{N_d} \right)$$

- k = coeficiente de permeabilidad = 0.05 m/día
- $\Delta H = H_f$ = diferencia total de carga = 4.20 m
- N_f = número de canales de flujo = 3.6
- N_d = número de caídas de potencial = 9

$$q_v = 0.05 \times 4.20 \times \left(\frac{3.6}{9} \right) = 0.084 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} / \text{dia/m}$$

Para obtener el gasto por unidad de área, se divide por el ancho de pavimento que contribuye al flujo ($W/2 = 12.60/2 = 6.30$ m)

$$q_v = \frac{0.084}{6.30} = 0.0133 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$$

- 2) Si se emplea la Figura 5.43, se deben calcular previamente:

$$\frac{H_f}{W} = \frac{4.20}{12.60} = 0.33$$

$$\frac{L_f}{H_f} = \frac{15.0}{4.20} = 3.57$$

Con estos valores, en la Figura 5.43 se determina que:

$$\frac{q_v}{k C_d} = 0.35$$

El factor de corrección C_d se calcula con la fórmula que aparece en la misma figura:

$$C_d = 1 - 0.75 \times \frac{H_f}{D_r} = 1 - 0.75 \times \frac{4.20}{11.0} = 0.714$$

Por lo tanto:

$$q_v = 0.35 \times k \times C_d = 0.35 \times 0.05 \times 0.714 = 0.0125 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$$

El flujo vertical a través de un terraplén y su cimiento no es siempre simétrico, como se puede apreciar en el caso de la carretera de doble calzada que muestra la Figura 5.42 b. Para resolver el problema utilizando la Figura 5.43, es preciso tomar como ancho total contributivo de pavimento el doble de su valor real.

Ejemplo - Flujo asimétrico desde una sección de pavimento hacia un terraplén y su cimiento

Considerando la situación que muestra la Figura 5.42 (b), determinar la tasa de exfiltración (q_v) a partir de los siguientes datos:

- $L_f = 11.70 \text{ m}$
- $W = 10.80 \text{ m}$
- $H_f = 4.00 \text{ m}$
- $D_r = 11.40 \text{ m}$
- k del material del terraplén = 0.05 m/día

Solución

- 1) Empleando la red de flujo y la ecuación [5.57]:

$$q_v = k \times \Delta H \times \frac{N_f}{N_d}$$

- $k =$ coeficiente de permeabilidad = 0.05 m/día

- $\Delta H = H_f =$ diferencia total de carga = 4.00 m
- $N_f =$ número de canales de flujo = 2 (aunque hay más canales en el dibujo, sólo 2 están involucrados en la exfiltración)
- $N_d =$ número de caídas de potencial = 6.2

$$q_v = 0.05 \times 4.00 \times \left[\frac{2}{6.2} \right] = 0.0645 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

Para obtener el gasto por unidad de área, se divide por el ancho de pavimento que contribuye al flujo ($W = 10.80$ m)

$$q_v = \frac{0.0645}{10.80} = 0.0060 \text{ m}^3/\text{día/m}^2$$

2) Si se emplea la Figura 5.43, se deben calcular previamente:

$$\frac{H_f}{W} = \frac{4.00}{2 \times 10.80} = 0.185$$

$$\frac{L_f}{H_f} = \frac{11.70}{4.00} = 2.93$$

Con estos valores, en la Figura 5.43 se determina que:

$$\frac{q_v}{k \times C_d} = 0.12$$

El factor de corrección C_d se calcula con la fórmula que aparece en la misma figura:

$$C_d = 1 - 0.75 \frac{H_f}{D_r} = 1 - 0.75 \frac{4.00}{11.40} = 0.737$$

Por lo tanto:

$$q_v = 0.12 \times k \times C_d = 0.12 \times 0.05 \times 0.737 = 0.0044 \text{ m}^3/\text{día/m}^2$$

5.3.3.1.4. Infiltración neta

Por lo general, la infiltración de agua subterránea y la exfiltración son mucho menores que la que proveniente de la superficie, como se puede apreciar al comparar los resultados de los ejemplos presentados en los numerales 5.3.3.1.1, 5.3.3.1.2 y 5.3.3.1.3. Por este motivo, dicha contribución se suele ignorar en los diseños rutinarios de las bases drenantes. No obstante, cuando el diseñador considere que se justifica tenerlas en cuenta, deberá combinarlas de manera de obtener el flujo neto de diseño (q_n) para el caso bajo estudio. Las combinaciones probables son las que muestran las siguientes ecuaciones, cuya aplicación recomendada se sintetiza en la Tabla 5.10:

$$q_n = q_i \quad [5.30]$$

$$q_n = q_i + q_g \quad [5.31]$$

$$q_n = q_i + q_a \quad [5.32]$$

$$q_n = q_i - q_v \quad [5.33]$$

Tabla 5.10. Guía para el uso de las ecuaciones [5.30] a [5.33]

INFILTRACIÓN SUBTERRÁNEA	ECUACIÓN RECOMENDADA
No	[5.30]
Gravitacional	[5.31]
Artesiana	[5.32]
Exfiltración	Ecuación recomendada
Sí	[5.33]

Si la ecuación por aplicar es la [5.33] y el cálculo da lugar a un gasto igual a cero o negativo, el pavimento no requiere la inclusión de una base permeable.

5.3.3.2. Diseño del sistema de drenaje interno del pavimento

5.3.3.2.1. Determinación de la tasa de descarga de la base permeable

Definida una tasa neta de infiltración (q_n) positiva, la tasa de descarga de la capa permeable se puede estimar mediante la ecuación:

$$q_d = q_n \times L_R \quad [5.34]$$

- Donde: q_d : Tasa de descarga de la capa de base permeable, en metros cúbicos por día por metro ($m^3/\text{día}/m$).
- q_n : Tasa neta de infiltración en el pavimento, en metros cúbicos por día por metro cuadrado ($m^3/\text{día}/m^2$).
- L_R : Longitud resultante de la trayectoria de flujo dentro de la base permeable, en metros (m).

Esta descarga representa el flujo desde una resultante de un metro de base permeable dentro del sistema de drenaje lateral ligado a ella, como se muestra en la Figura 5.44.

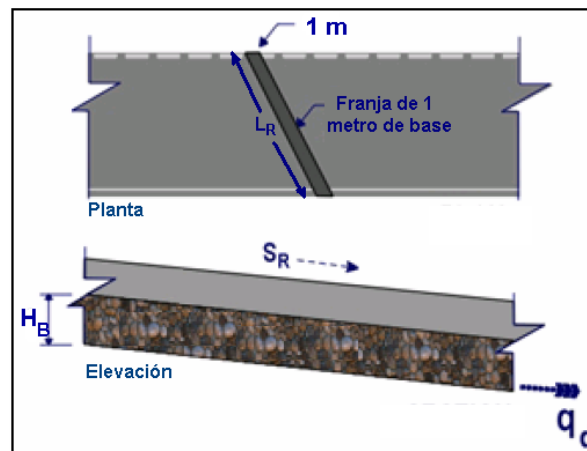


Figura 5.44. - Descarga de la base permeable

Ejemplo

Hallar la tasa de descarga de una base permeable (q_d), a partir de los siguientes datos:

- Tasa neta de infiltración en el pavimento (q_n) = $0.84 \text{ m}^3/\text{día}/m^2$
- Longitud resultante (L_R) = 10.32 m

Solución

Sustituyendo en la ecuación [5.34]:

$$q_d = q_n \times L_R = 0.84 \times 10.32 = 8.67 \text{ m}^3/\text{día}/m \text{ de base permeable}$$

5.3.3.2.2. Determinación del espesor requerido de base permeable

5.3.3.2.2.1. Cálculo del espesor empleando el caudal neto de infiltración

Para el diseño de la base permeable se puede suponer 1 metro como ancho representativo de ella. En ese orden de ideas, para un espesor de base H_B , la sección transversal (A) queda definida por:

$$A = H_B \times 1\text{m} \quad [5.35]$$

Si en la fórmula de Darcy (ecuación [5.2]) se sustituyen Q por q_d ; i por S_R y A por $H_B \times 1$, ella se puede reescribir como:

$$q_d = k \times S_R \times H_B \times 1 \quad [5.36]$$

Si se conocen los demás datos, a partir de esta última ecuación se obtiene por despeje el espesor requerido de base permeable (H_B):

$$H_B = \frac{q_d}{k \times S_R \times 1} \quad [5.37]$$

Ejemplo

Usando la ley de Darcy, hallar el espesor requerido de base permeable desde el punto de vista hidráulico, para los siguientes datos:

- Tasa neta de infiltración en el pavimento (q_n) = $0.84 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$
- Longitud resultante (L_R) = 10.32 m
- Pendiente resultante = 0.02828
- Coeficiente de permeabilidad = 2.0 cm/s (1,728 m/día)

Solución

Se determina la tasa de descarga de la base mediante la ecuación [5.34]:

$$q_d = q_n \times L_R = 0.84 \times 10.32 = 8.67 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m de base permeable}$$

Se calcula el espesor requerido de la base permeable con la ecuación [5.37]:

$$H_B = \frac{q_d}{k \times S_R \times 1} = \frac{8.67}{1,728 \times 0.02828 \times 1} = 0.177\text{m} \quad (17.7 \text{ cm})$$

Como lo muestra el ejemplo, mediante este procedimiento se suelen obtener espesores muy altos de base permeable solamente para manejar los flujos de infiltración, tanto más elevados cuanto menor sea el coeficiente de permeabilidad de la capa. Estos espesores pueden resultar faltos de realidad desde los puntos de vista hidráulico y estructural. Por ejemplo, si el coeficiente de permeabilidad de la base no hubiera sido 2 cm/s sino la mitad, el espesor obtenido sería del orden de 36 cm. Debido a esta incongruencia, resulta más conveniente dimensionar la base permeable empleando unas ecuaciones desarrolladas por Moulton (Referencia 5.32), cuya representación gráfica se incluye en la Figura 5.45.

En dicha figura se puede determinar la profundidad máxima de flujo (H_M) en una capa permeable, cuando se conocen los valores de la tasa de infiltración neta (q_n), el coeficiente de permeabilidad de la capa (k), la longitud resultante de la trayectoria de flujo (L_R) y la pendiente resultante de la capa permeable a través de dicha trayectoria (S_R). La figura fue desarrollada bajo la condición de flujo variado, distribuido de manera uniforme a través de la superficie. Aunque esta condición no se presenta realmente en la práctica, se ha demostrado que el uso de la gráfica brinda resultados conservativos (Referencia 5.8).

Con el fin de evitar la saturación de la base a causa de la infiltración, ella debe ser descargada adecuadamente al dren lateral (o al talud del terraplén si así lo considera el proyectista) y su espesor (H_B) se debe escoger de manera que exceda la máxima profundidad teórica de flujo (H_M) y que satisfaga las necesidades estructurales del pavimento.

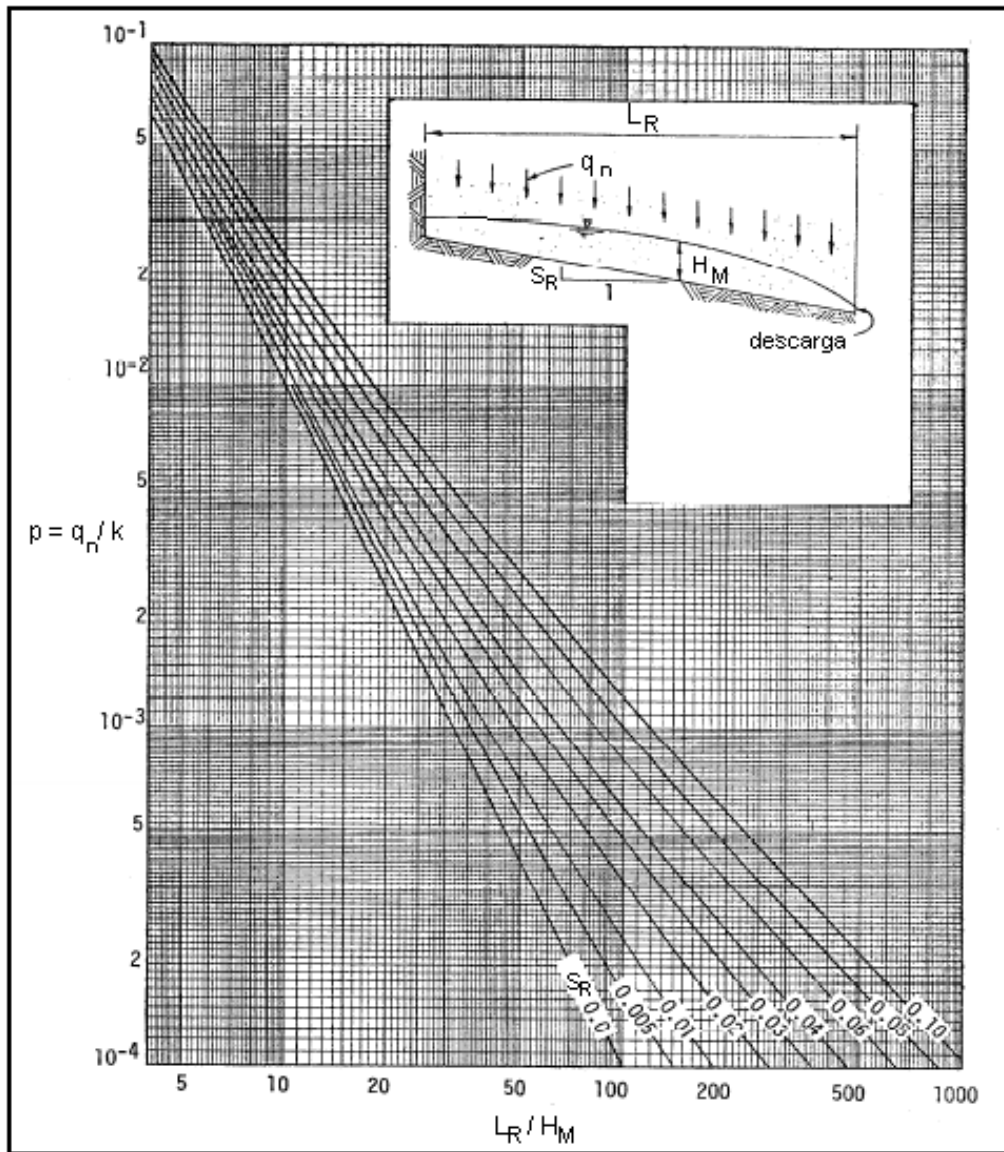


Figura 5.45. - Gráfica para estimar la máxima profundidad del flujo

Ejemplo

Empleando la Figura 5.45, hallar el espesor requerido de base permeable, desde el punto de vista hidráulico, para los siguientes datos:

- Tasa neta de infiltración en el pavimento (q_n) = $0.84 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$
- Longitud resultante (L_R) = 10.32 m
- Pendiente resultante (S_R) = 0.02828

- Coeficiente de permeabilidad de la base permeable (k) = 2.0 cm/s (1,728 m/día)

Solución

Se calcula p con la expresión que aparece en las ordenadas de la Figura 5.45:

$$p = \frac{q_n}{k} = \frac{0.84}{1,728} = 0.00049 = 4.9 \times 10^{-4}$$

Se ingresa a la Figura 5.45 con p= 0.00049 y S_R= 0.02828 y se obtiene:

$$L_R/H_M = 95$$

Y:

$$H_M = L_R/95 = 10.32/95 = 0.109 \text{ m} = 10.9 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la base permeable requiere un espesor (H_B) superior a 10.9 cm

5.3.3.2.2. Cálculo del espesor empleando el tiempo para drenar

Como no siempre es económicamente posible construir una capa permeable con un espesor y una permeabilidad que eviten que ella se sature, suele resultar más práctico establecer el espesor de la capa de manera que se limite a un período relativamente corto el tiempo durante el cual ocurre la saturación, como se indica en el numeral 5.3.3.1.2. Si el tiempo obtenido en el primer cálculo no resulta satisfactorio, se deberán continuar las iteraciones cambiando los datos de entrada que sean susceptibles de modificación, hasta lograr la solución deseada.

Ejemplo

Empleando la aproximación del tiempo para drenar (numeral 5.3.3.1.2), determinar si una base permeable de 10 centímetros de espesor y una porosidad efectiva (n_e) de 0.227 resultaría suficiente para manejar las condiciones de diseño del ejemplo precedente

Solución

Primero se determina el factor de pendiente (S₁) con la ecuación [5.24]:

$$S_1 = \frac{L_R \times S_R}{H_B} = \frac{10.32 \times 0.02828}{0.10} = 2.92$$

Se determina el factor tiempo en la Figura 5.37 con el factor de pendiente (2.92) y el

grado de drenaje deseado (50%):

$$T_{50} = 0.115$$

Se calcula el parámetro m con la ecuación [5.25]:

$$m = \frac{n_e \times L_R^2}{k \times H_B} = \frac{0.227 \times (10.32)^2}{1,728 \times 0.10} = 0.14$$

Se calcula el tiempo para drenar 50% con la ecuación [5.23]:

$$t_{50} = T_{50} \times m \times 24 = 0.115 \times 0.14 \times 24 = 0.39 \text{ horas}$$

Como el tiempo obtenido para drenar el 50% es inferior al máximo permisible (2 horas), se concluye que el espesor indicado es apropiado para evacuar el flujo de infiltración previsto.

Si para evitar el uso de la Figura 5.37 se realiza el cálculo con la ecuación [5.26]:

$$t_{50} = \frac{n_e \times L_R^2 \times 24}{2 \times (S_R \times L_R + H_B)} = \frac{0.227 \times (10.32)^2 \times 24}{2 \times 1,728 \times (0.02828 \times 10.32 + 0.10)} = 0.43 \text{ horas}$$

– Análisis de sensibilidad

La formulación empleada para calcular el tiempo para drenar el 50% (t_{50}) demuestra algunas tendencias, cuyo conocimiento puede resultar de utilidad (Referencia 5.33):

- Existe una relación lineal entre la porosidad efectiva (n_e) y el tiempo para drenar. Esto significa que si n_e se duplica, también lo hará el tiempo para drenar. Esto es lógico, por cuanto se libera el doble de agua de la capa permeable. Sin embargo, los ingenieros no deben ceder a la tentación de reducir n_e para disminuir el tiempo para drenar. Se debe recordar que la meta del drenaje es remover tanta agua como sea posible de la capa de base.
- El efecto del coeficiente de permeabilidad (k) es inversamente proporcional al tiempo para drenar. Según el criterio de Barber/Sawyer, en el rango de las bajas permeabilidades los incrementos de k reducen drásticamente el tiempo para drenar (lo que implica que el drenaje será más rápido), pero a medida que k aumenta su efecto sobre t_{50} decrece significativamente. Si se aplica la fórmula de Casagrande/Shannon, la relación también es inversa pero simplemente lineal.

- En relación con la pendiente resultante (S_R), su incremento hace disminuir el tiempo para drenar. Esto es lógico, por cuanto el agua drena con mayor rapidez a medida que la pendiente es más elevada
- En cuanto a la longitud resultante (L_R), la relación es directa y bastante lineal para longitudes superiores a 4 metros.
- El tiempo para drenar se reduce al aumentar el espesor de la capa drenante. Hay una gran sensibilidad a los cambios cuando el espesor es bajo, pero a partir de cierto punto la incidencia es muy pequeña.
- Existe una relación inversa entre el espesor requerido de base y su coeficiente de permeabilidad. A medida que k aumenta, la base drena con mayor rapidez lo que permite reducir su espesor.
- El espesor requerido de base permeable también es inversamente proporcional a la pendiente resultante. El efecto es más pronunciado en los rangos bajos de pendiente (por debajo de 5%).
- Existe una relación lineal directa entre el espesor requerido de base y la longitud resultante.
- Por último, hay una relación directa entre el espesor necesario de base permeable y la tasa de infiltración. La sensibilidad es mayor cuando el espesor de la base es reducido (menor de 15 cm).

5.3.3.2.2.3. Definición del espesor requerido de base permeable

Debido a los resultados tan discrepantes que se pueden obtener al emplear los dos procedimientos (régimen permanente y tiempo para drenar), el proyectista hidráulico deberá recomendar el que considere más adecuado para evacuar el agua de infiltración en cada caso particular, basado en su buen juicio profesional y teniendo en cuenta consideraciones constructivas. Por consideraciones de tipo práctico, no se recomienda la construcción de bases permeables de menos de 100 milímetros de espesor. Es evidente, por otra parte, que las condiciones geométricas y de precipitación son muy cambiantes a lo largo de un proyecto vial, razón por la cual el espesor requerido de la base permeable variará inevitablemente a lo largo de la carretera. En consecuencia, el proyectista deberá tener presentes dichos cambios y recomendar los ajustes que estime necesarios.

El profesional responsable del diseño del pavimento deberá contrastar este espesor con el que haya calculado a partir del estudio de las necesidades estructurales y determinará el espesor definitivo de la capa permeable en cada sector.

5.3.3.2.2.4. Ubicación de la base permeable

Si la base permeable va a formar parte de un pavimento rígido, se debe colocar directamente bajo las losas de concreto (Figura 5.46 a). Ello garantiza que el agua drene con mayor rapidez, eliminando la posibilidad de que se produzca “bombeo”. Los aportes estructurales de la base permeable y de la capa granular separadora se deberán tener en cuenta en el instante de diseñar el pavimento.

En el caso de los pavimentos asfálticos, la base permeable se puede colocar tanto bajo las capas asfálticas como bajo una capa de base granular triturada, como lo ilustra el esquema de la Figura 5.46 b. Si el diseño estructural del pavimento indica que el espesor requerido de subbase granular es igual o mayor que el espesor de la base permeable más el de la capa separadora, la base permeable se puede colocar bajo la base granular triturada convencional, tomando medidas para asegurar que la permeabilidad de esta última capa permita que el agua que se infiltre en ella pueda fluir libremente hacia la base permeable. Si el diseño estructural del pavimento asfáltico determina que el espesor requerido de subbase granular es menor que la suma de los espesores de la base permeable y de la capa separadora, la subbase se puede colocar como capa separadora (Figura 5.46 a).

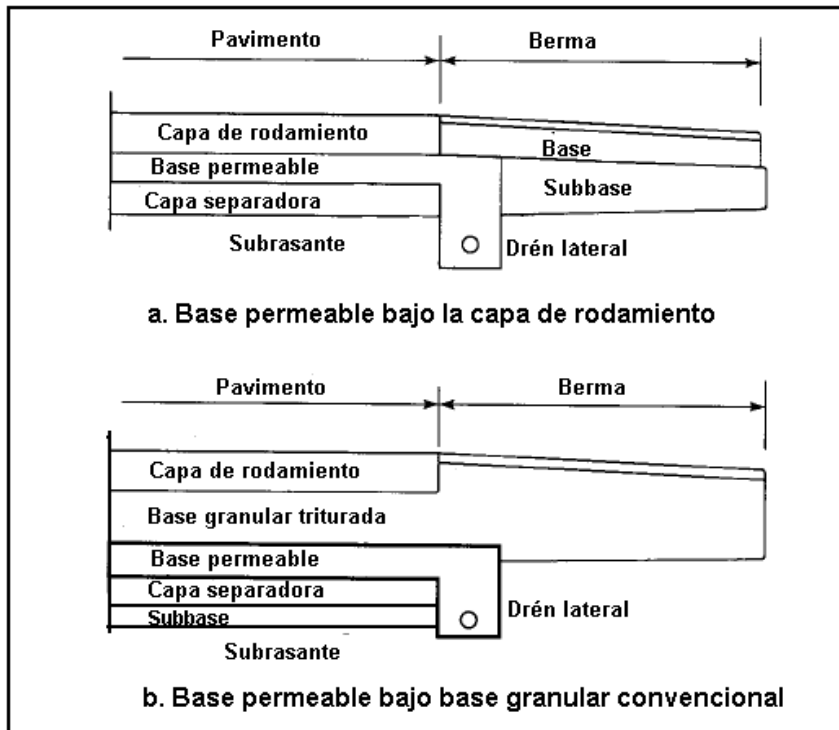


Figura 5.46. - Ubicación posible de la base permeable

Cuando las condiciones sean tales que el flujo por remover no provenga de la superficie sino fundamentalmente de una fuente artesiana, resulta inconveniente que la capa permeable ocupe alguna de las posiciones mostradas en la Figura 5.46, por cuanto todo material que se coloque bajo ella tenderá a saturarse, perdiendo resistencia y ganando capacidad de deformación. Esto se traduciría en un deficiente comportamiento del pavimento y de la capa permeable, ya que ésta quedaría flotando sobre una capa saturada. En consecuencia, cuando se presente esta situación, la capa permeable se deberá colocar sobre la subrasante (Figura 5.39), separándola de ella con un geotextil que cumpla las exigencias del Artículo 231 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS. Así mismo, en la interfaz entre la capa permeable y la granular que se construya sobre ella, se deberán satisfacer los criterios granulométricos de separación y de uniformidad señalados en el numeral 5.3.2.2.1 o, de lo contrario, se deberá interponer otro geotextil de separación.

5.3.3.2.3. Diseño de la capa separadora

Como se indica en los numerales 5.3.2.2.1 y 5.3.2.2.2, la capa separadora puede estar constituida por un material granular apropiado o por un geotextil. El geotextil previene el bombeo de finos de la subrasante hacia la base permeable y forma una barrera que desvía horizontalmente hacia el borde de la estructura el agua infiltrada en la capa de base. El material granular cumple estas mismas funciones y, además, proporciona una plataforma estable para la construcción de las capas superiores y desempeña una función estructural distribuyendo adecuadamente hacia la subrasante los esfuerzos recibidos de las cargas del tránsito automotor. Por estas razones, su empleo resulta preferible.

Cuando se manejen flujos provenientes esencialmente de infiltración superficial, el uso de los geotextiles se debería circunscribir en conexión con subrasantes estabilizadas, las cuales proporcionan una plataforma de trabajo apropiada y soportan adecuadamente los esfuerzos generados por tránsito. Por el contrario, cuando el flujo por remover sea artesiano y la capa permeable se construya sobre la subrasante, el uso de un geotextil para separarlas resulta imperativo.

El espesor de la capa granular separadora se debe fijar de acuerdo con las necesidades del diseño estructural del pavimento y de los requerimientos de construcción pero, en todo caso, su espesor compacto no deberá ser menor de 100 milímetros.

5.3.3.2.4. Drenaje interno con capas granulares convencionales

Cuando se prevé el manejo del drenaje interno a través de una capa de base de alta permeabilidad, como se ha descrito en el presente capítulo, es evidente que el coeficiente de permeabilidad de dicha capa excede con holgura el de las demás capas que forman parte de la estructura del pavimento y, por tal motivo, el flujo proveniente de la sección del pavimento se puede computar considerando únicamente las características de la base permeable.

La realidad de los pavimentos existentes en las carreteras nacionales ha sido otra. En su gran mayoría, las capas de base y subbase se han construido con materiales granulares con granulometrías relativamente densas, ajustadas a las especificaciones vigentes en el momento de su construcción, y no han sido de práctica común los análisis para determinar su comportamiento ante el agua infiltrada. Como ya se ha indicado, los coeficientes de permeabilidad de estas capas son relativamente bajos (entre 5×10^{-3} y 5×10^{-5} cm/s), motivo por el cual es posible que tengan reducidas capacidades de descarga, con el efecto adverso que ello tiene sobre el comportamiento de los pavimentos a mediano y largo plazo. Como los materiales de las capas granulares de base y subbase son diferentes, su conjunto constituye un sistema estratificado, cuya permeabilidad efectiva en sentido horizontal se puede obtener a partir de un coeficiente ponderado:

$$k = \frac{(k_1 \times d_1 + k_2 \times d_2 + \dots)}{(d_1 + d_2 + \dots)} \quad [5.38]$$

- Donde: k: Coeficiente de permeabilidad horizontal efectivo del sistema estratificado de capas granulares.
- k_1, k_2 : Coeficientes de permeabilidad horizontal de las capas individuales.
- d_1, d_2 : Espesores de las capas individuales.

Establecido este coeficiente, el espesor requerido de dichas capas para evacuar el agua de infiltración se puede estimar con el mismo procedimiento descrito en el numeral 5.3.3.2.2 para las bases de alta permeabilidad.

5.3.3.3. Diseño del dren lateral de base (dren colector longitudinal)

Como se mencionó en el numeral 5.3.2, en las secciones en cajón o en las mixtas donde la pendiente transversal esté direccionada hacia el talud de corte, la descarga de las aguas infiltradas se deberá producir en el mismo dren colector longitudinal construido para controlar el agua

subterránea (ver numeral 5.4), mientras que en las secciones en terraplén la descarga se producirá hacia el talud del terraplén o hacia un dren lateral, según lo defina el proyectista hidráulico. En el primer caso es evidente que no se requiere realizar un diseño hidráulico, mientras que en el segundo se deberá proceder como se describe en los siguientes numerales.

5.3.3.3.1. Flujo de diseño

La capacidad del dren lateral de base y el espaciamiento entre sus desagües son críticos cuando el pavimento está provisto de una base permeable. Puesto que la meta del drenaje es remover el agua tan rápidamente como sea posible, la capacidad del dren no se puede constituir en un cuello de botella en el sistema. El flujo de diseño para el cálculo de la capacidad requerida de la tubería y del espaciamiento entre los desagües se puede determinar mediante alguno de los siguientes procedimientos:

- Tasa de descarga de la infiltración en el pavimento
- Tasa de descarga de la base permeable
- Tasa de descarga del tiempo para drenar

Los flujos obtenidos al aplicar estos procedimientos varían de manera significativa, dependiendo de la selección de los parámetros de cálculo. En consecuencia, el diseñador hidráulico deberá escoger, con base en su buen juicio, la aproximación que considere que mejor satisface las condiciones del proyecto que está enfrentando.

5.3.3.3.1.1. Método de la tasa de descarga de la infiltración en el pavimento

Mediante esta aproximación, el flujo de diseño se calcula con la ecuación [5.39], la cual se comprende con ayuda de la Figura 5.47:

$$Q_p = q_d \times L \times \cos\alpha \quad [5.39]$$

Donde:	<p>Q_p: Tasa de flujo para el diseño de la tubería, en metros cúbicos por día ($m^3/día$).</p> <p>q_d: Tasa de descarga de la base permeable, en metros cúbicos por día por metro ($m^3/día/m$).</p> <p>L: Longitud de contribución de caudal al dren (espaciamiento entre desagües), en metros (m).</p>
--------	---

α : Ángulo entre la perpendicular al eje de la calzada y la trayectoria de flujo

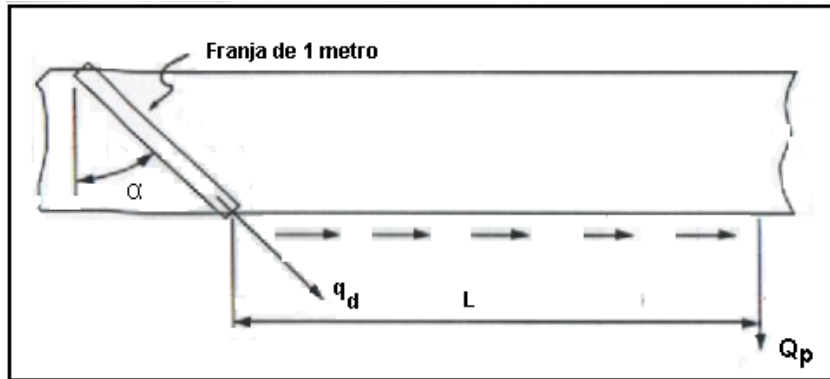


Figura 5.47. Descarga en el dren lateral basada en la tasa de descarga de la infiltración en el pavimento

Si se hace la sustitución $q_d = q_n \times L_R$ (ecuación [5.34]) y teniendo en cuenta que $W = L_R \cos(\alpha)$, la ecuación [5.39] se simplifica en:

$$Q_p = q_n \times W \times L \tag{5.40}$$

- Donde:
- q_n : Tasa neta de infiltración en el pavimento, en metros cúbicos por día por metro cuadrado ($m^3/día/m^2$).
 - W : Ancho de la base permeable con bombeo uniforme, en metros (m).
 - L : Longitud de contribución de caudal al dren (espaciamiento entre desagües), en metros (m).

Ejemplo

Hallar la tasa de flujo para el diseño de la tubería de drenaje longitudinal (Q_p), a partir de los siguientes datos:

- Tasa neta de infiltración en el pavimento (q_n) = $0.84 m^3/día/m^2$ ($9.72 \times 10^{-6} m^3/s/m^2$)
- Ancho de la base permeable con bombeo uniforme (W) = 7.30 m
- Espaciamiento entre desagües (L) = 80 metros

Solución

Se aplica la ecuación [5.40]:

$$Q_p = q_n \times W \times L = 0.84 \times 7.30 \times 80 = 490.6 \text{ m}^3/\text{día}$$

La tasa de flujo por metro será:

$$q_p = Q_p/L = 490.6/80 = 6.133 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m} \quad \text{ó} \quad 6.133/86,400 = 7.1 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

5.3.3.3.1.2. Método de la tasa de descarga de la base permeable

Muchos diseñadores sostienen que el sistema del dren lateral debería ser capaz de manejar el flujo pico que la base permeable pueda descargarle. En este caso, la ecuación [5.39] se debe ajustar para determinar el flujo requerido en la tubería. Ello se logra sustituyendo el valor q_d por su equivalente de la ecuación [5.36]:

$$Q_p = q_d \times L \times \cos \alpha = k \times S_R \times H_B \times 1 \times L \times \cos \alpha \quad [5.41]$$

La ecuación resultante es:

$$Q_p = k \times S_R \times H_B \times L \times \cos \alpha \quad [5.42]$$

- Donde:
- Q_p : Tasa de flujo para el diseño de la tubería, en metros cúbicos por día ($\text{m}^3/\text{día}$).
 - k : Coeficiente de permeabilidad de la base permeable, en metros por día ($\text{m}/\text{día}$).
 - S_R : Pendiente resultante de la trayectoria de flujo, en metros por metro (m/m).
 - H_B : Espesor de la base permeable, en metros (m).
 - L : Espaciamiento entre desagües, en metros (m).
 - α : Ángulo entre la pendiente transversal de la base y la pendiente resultante.

Ejemplo

Hallar la tasa de flujo para el diseño de la tubería de drenaje longitudinal (Q_p) por el método de la tasa de descarga de la base permeable, a partir de los siguientes datos:

- Coeficiente de permeabilidad (k) = 2.0 cm/s (1,728 m/día)
- Pendiente resultante (S_R) = 0.02828 m/m

- Espesor de la base permeable (H_B) = 0.15 m
- Espaciamiento entre desagües (L) = 80 m
- Ángulo entre la pendiente transversal de la base y la pendiente resultante (α) = 45°

Solución

Aplicando la ecuación [5.42]:

$$Q_p = k \times S_R \times H_B \times L \times \cos \alpha = 1,728 \times 0.02828 \times 0.15 \times 80 \times \cos 45^\circ = 414.6 \text{ m}^3/\text{día}$$

La tasa de flujo por metro será:

$$q_p = Q_p/L = 414.6/80 = 5.183 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m} \quad \text{ó} \quad 5.183/86,400 = 6.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

5.3.3.3.1.3. Método de la tasa de descarga del tiempo para drenar

En esta aproximación se considera que el sistema de drenaje lateral debe ser capaz de evacuar el flujo generado por el drenaje de la base permeable, el cual se determina con la ecuación:

$$Q_p = W \times L \times H_B \times n_e \times U \times \left[\frac{1}{t_D} \right] \times 24 \quad [5.43]$$

- En la cual:
- Q_p : Tasa de flujo para el diseño de la tubería, en metros cúbicos por día ($\text{m}^3/\text{día}$).
 - W : Ancho de la base permeable con bombeo uniforme, en metros (m).
 - L : Espaciamiento entre desagües, en metros (m).
 - H_B : Espesor de la base permeable, en metros (m).
 - n_e : Porosidad efectiva.
 - U : Porcentaje drenado, expresado como decimal.
 - t_D : Lapso especificado para el porcentaje drenado, en horas (h).

Ejemplo

Hallar la tasa de flujo para el diseño de la tubería de drenaje longitudinal (Q_p) por el método de la tasa de descarga del tiempo para drenar, a partir de los siguientes datos:

- Ancho de la base permeable con bombeo uniforme (W) = 7.30 m
- Espaciamiento entre desagües (L) = 80 m
- Espesor de la base permeable (H_B) = 0.15 m
- Porosidad efectiva (n_e) = 0.227
- Porcentaje drenado, expresado como decimal (U) = 0.50
- Período exigido para el 50% de drenaje = 2 horas

Solución

Se aplica la ecuación [5.43]:

$$Q_p = W \times L \times H_B \times n_e \times U \times \left[\frac{1}{t_D} \right] \times 24 = 7.30 \times 80 \times 0.15 \times 0.227 \times 0.50 \times \left[\frac{1}{2} \right] \times 24 = 119.3 \text{ m}^3/\text{día}$$

La tasa de flujo por metro será:

$$q_p = Q_p/L = 119.3/80 = 1.491 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m} \quad \text{ó} \quad 1.491/86,400 = 1.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

5.3.3.3.2. Capacidad de la tubería circular

Al diseñar el dren lateral se suele asumir que todo el flujo es transportado por la tubería. Cuando en la zanja se coloca un agregado muy permeable alrededor de la tubería, esta consideración trae como resultado diseños conservativos que brindan un factor de seguridad contra el asentamiento de material en los tubos.

El flujo interceptado por la tubería es aquél que penetra por sus perforaciones, el cual que se puede estimar aproximadamente como (Referencia 5.27):

$$Q_o = N \times A \times C_d \times \sqrt{2 \times g \times h} \tag{5.44}$$

- Donde: Q_o : Flujo a través de las perforaciones, en metros cúbicos por segundo por metro de tubería ($m^3/s/m$ de tubería).
- N : Número de perforaciones en un metro de tubería
- A : Área de cada perforación, en metros cuadrados (m^2).
- C_d : Coeficiente de descarga de cada perforación (se sugiere 0.8)
- g : Aceleración de la gravedad, $9.81 m/s^2$
- h : Cabeza hidráulica de las perforaciones, m (se sugiere 5 mm)

Ejemplo

Empleando la ecuación [5.44], estimar el número de perforaciones circulares de 5 mm de diámetro necesarias para interceptar un flujo de descarga de $7.1 \times 10^{-5} m^3/s/m$

Solución

Haciendo Q_o igual al flujo de descarga, se tiene:

$$Q_o = 7.1 \times 10^{-5} = N \times A \times 0.8 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.005} = N \times A \times 0.25 \text{ m}^3/s/\text{metro de tubería}$$

De donde:

$$N \times A = 28.4 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{metro de tubería} = 284 \text{ mm}^2/\text{metro de tubería}$$

Si las perforaciones son circulares de 5 mm de diámetro ($A = 19.635 \text{ mm}^2$ por perforación):

$$N = 284/19.635 = 14.5$$

O sea, que 15 orificios por metro de tubería serían suficientes para evacuar el flujo recibido. Sin embargo, si se aplica el criterio de garantizar como mínimo $1,000 \text{ mm}^2$ de perforaciones por metro, la tubería tendría 51 orificios por metro, satisfaciendo ampliamente las necesidades del problema.

Cumplidos los requerimientos en relación con la provisión y ubicación de orificios, se presume que no existirá ningún problema en relación con la

capacidad de la tubería, siempre y cuando se coloquen desagües a intervalos apropiados. La capacidad de la tubería se puede estimar a partir de la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \times \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \times S^{1/2} \quad [5.45]$$

Donde: Q: Capacidad de la tubería, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

A: Área hidráulica, en metros cuadrado (m²).

P: Perímetro mojado, en metros (m).

S: Pendiente, en metros por metro (m/m).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

Los valores sugeridos para el coeficiente de rugosidad (n) para los tubos de uso corriente son:

- Tubo liso de PVC n = 0.012
- Tubo metálico corrugado n = 0.024

Teniendo en cuenta que se recomienda que al menos el tercio inferior de circunferencia de la tubería sea impermeable, los valores de A y P para un segmento de dichas características son los siguientes:

$$A = \frac{R^2}{2} (\theta - \text{sen } \theta) = \frac{R^2}{2} \left[\frac{2\pi}{3} - \text{sen} \left(\frac{2\pi}{3} \right) \right] \quad [5.46]$$

$$P = \frac{2\pi \times R}{3} \quad [5.47]$$

Siendo: R: Radio de la tubería.

Teniendo en cuenta que el diámetro de la tubería (D) es igual a 2R y realizando los reemplazos correspondientes en la ecuación [5.45], se obtiene:

$$Q = \frac{0.0427}{n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \quad [5.48]$$

Las pendientes longitudinales de la carretera gobiernan las pendientes de las tuberías colectoras, en especial en el caso de los drenes laterales de base, ya que en condiciones normales ellos deben tratar de seguir la pendiente de la vía y no se pueden hacer progresivamente más profundos con la longitud, como sí resulta posible hacerlo con los drenes interceptores longitudinales convencionales. De todas maneras, es deseable que la pendiente longitudinal sea, al menos, de 1% en el caso de una tubería lisa y de 2% en el caso de una tubería corrugada.

El diseñador del sistema de subdrenaje debe tratar de visualizar el sistema en 3 dimensiones para identificar cualquier situación particular en la cual el agua pueda quedar atrapada por problemas geométricos de la vía o donde pueda fluir de manera errática antes de encontrar los dispositivos de descarga. En zonas muy planas puede ser necesario instalar la tubería con una pendiente superior a la de la carretera con el fin de permitir el drenaje. Ello hace que el dren se vaya profundizando y que, por lo tanto, se dificulte la descarga de las tuberías hacia la zanja lateral a través de los desagües laterales. En un caso como éste, es muy posible que se requiera la construcción de estructuras auxiliares para captar el agua del dren lateral, como se cita en el numeral 5.3.2.6.

El tamaño y la capacidad de flujo de la tubería colectora dependen en parte de la pendiente con la cual ella se instale, de manera que habría que aumentar la pendiente para lograr una reducción en el diámetro de la tubería. Esto, como ya se ha citado, no resulta fácilmente posible en los drenes laterales. Los diámetros mínimos recomendados son de 76 mm (3 pulgadas) para los tubos de PVC y de 102 mm (4 pulgadas) para los demás tipos, aunque la mayoría de las agencias viales recomiendan, por razones de mantenimiento, no emplear diámetros inferiores a 102 mm (4 pulgadas). Los tubos se deberán colocar con los orificios o ranuras hacia la parte superior, con el fin de aprovechar al máximo su capacidad hidráulica.

Ejemplo

Empleando la fórmula de Manning (ecuación [5.48]), determinar la capacidad de una tubería de subdrenaje con el tercio inferior de su circunferencia impermeable, a partir de los siguientes datos:

- Diámetro de la tubería (D) = 4 pulgadas (0.1016 m)
- Pendiente de la tubería (S) = 2% (0.02)
- Coeficiente de rugosidad (n) = 0.024 (tubería metálica corrugada)

Solución

$$Q = \frac{0.0427}{n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} = \frac{0.0427}{0.024} \times 0.1016^{8/3} \times 0.02^{1/2} = 5.66 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} = 48.9 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para que el sistema funcione correctamente, la capacidad de la tubería deberá ser mayor que la tasa de flujo de diseño (numeral 5.3.3.3.1).

5.3.3.3.3. Diseño de la zanja de drenaje

El material de relleno de la zanja de drenaje debe permitir que el agua que la base permeable descarga dentro de ella fluya libremente hacia la tubería. Puesto que el flujo es vertical, la capacidad de la zanja no constituye casi nunca un problema. La profundidad de la zanja deberá ser suficiente para lograr la función de drenaje deseada. En ese sentido, se recomienda que ella sea tal, que la clave de la tubería se encuentre al menos 5 centímetros por debajo del fondo de la base permeable.

El ancho de la zanja debe ser suficiente para permitir la adecuada colocación de la tubería y la compactación del material granular de relleno alrededor de ella. Dependiendo del diámetro de la tubería, el ancho de la zanja suele variar entre 20 y 25 centímetros. Si se desea, se puede verificar que el ancho elegido para la zanja sea superior al requerido teóricamente, según la ley de Darcy:

$$W_z = \frac{q_d}{k} \quad [5.49]$$

Donde: W_z : Ancho de la zanja, en metros (m).

q_d : Tasa de descarga de la base permeable, en metros cúbicos por día por metro ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}$).

k : Permeabilidad del material de relleno de la zanja, en metros día ($\text{m}/\text{día}$).

Ejemplo

Determinar el ancho teórico requerido por un zanja rellena con agregado cuya permeabilidad (k) es 2.0 cm/s (1,728 m/día), si la tasa de descarga de la base (q_d) es 8.67 $\text{m}^3/\text{día}/\text{m}$ de base permeable.

Solución

Empleando la ecuación [5.49], se tiene:

$$W_z = \frac{q_d}{k} = \frac{8.67}{1,728} = 0.005 \text{ m}$$

Lo que da a entender el resultado de este cálculo es, simplemente, que cualquier ancho práctico desde el punto de vista constructivo resulta adecuado.

5.3.3.3.4. Uso de geodrenes

Si el dren colector longitudinal se va a construir empleando un geodrén, el contratista deberá demostrar que su permisividad disponible es mayor que la requerida, que el geodrén tiene la capacidad para transportar en su plano el caudal recibido de la capa permeable y que el diámetro de la tubería es suficiente para transportar ese caudal.

5.3.3.3.5. Diseño de los drenes transversales colectores

No existen reglas para establecer la localización de los drenes transversales colectores, por lo que se requiere cierta experiencia para definir su ubicación. Como se indica en el numeral 5.3.2.3, los drenes colectores transversales se deben construir en ubicaciones críticas, entre ellas el fondo de curvas verticales de diferente pendiente, las zonas de transición de peraltes donde la pendiente transversal se hace nula y los contactos entre cortes y terraplenes.

Su necesidad es mayor en aquellos sectores donde la pendiente longitudinal de la calzada sea considerablemente mayor que la transversal, en particular si es evidente la presencia del nivel freático en los cortes de la vía. Para este caso, hay una recomendación de colocarlos a distancias medias entre 20 y 25 metros (Referencia 5.34).

Muchas de las características de los drenes laterales de base son aplicables a los transversales, entre ellas las referentes al diámetro y la pendiente mínimos de la tubería y a las características de los materiales de relleno y de protección de la zanja.

Tampoco hay reglas para dimensionar la zanja, por lo que su ancho se fija de manera que permita la adecuada colocación de la tubería y la compactación del material granular de relleno alrededor de ella. En cuanto a su profundidad, deberá ser la necesaria para que la clave de la tubería se

encuentre al menos 5 centímetros por debajo del fondo de la base permeable. Como se muestra en el detalle de la Figura 5.28, las paredes de la zanja deberán ser inclinadas, con un talud aproximado de ½:1, con el fin de repartir, al máximo, el posible asentamiento diferencial.

5.3.3.3.6. Determinación del espaciamiento entre desagües

Examinando el proceso de diseño, se advierte que sólo ciertas propiedades pueden ser controladas, específicamente el tipo y el diámetro de la tubería y la separación entre desagües. Las selecciones entre tuberías son muy limitadas y, por lo general, las agencias viales tienden a utilizar un solo tipo y diámetro de tubos. Establecida esta limitante, el proceso de diseño se limitaría a determinar el espaciamiento entre los desagües (L), el cual deberá ser igual o menor que la relación entre la capacidad de flujo de la tubería (Q) y la tasa de descarga lateral de la base permeable (q_d):

$$L \leq \frac{Q}{q_d} \quad [5.50]$$

Hay varias maneras de estimar el espaciamiento entre desagües, dependiendo del método utilizado para calcular la tasa de descarga de la base permeable.

5.3.3.3.6.1. Método de la tasa de descarga de la infiltración del pavimento

Igualando la tasa de descarga de la infiltración del pavimento (ecuación [5.40]) con la capacidad de la tubería (ecuación [5.48]):

$$q_n \times W \times L = \frac{0.0427}{n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \quad [5.51]$$

L se obtiene despejando:

$$L = \frac{0.0427}{q_n \times W \times n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \quad [5.52]$$

Ejemplo

Determinar el espaciamiento máximo entre desagües (L) por el método de la tasa de descarga de la infiltración del pavimento, dados los siguientes datos:

- Condiciones de flujo

- Tasa neta de infiltración en el pavimento (q_n) = $0.84 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$ ($9.72 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$)
- Ancho de la base permeable con bombeo uniforme (W) = 7.30 m
- Datos de la tubería
 - Diámetro de la tubería (D) = 4 pulgadas (0.1016 m)
 - Pendiente de la tubería (S) = 2% (0.02)
 - Coeficiente de rugosidad (n) = 0.024 (tubería corrugada)

Solución

Empleando la ecuación [5.52]:

$$L = \frac{0.0427}{q_n \times W \times n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} = \frac{0.0427}{9.72 \times 10^{-6} \times 7.30 \times 0.024} \times 0.1016^{8/3} \times 0.02^{1/2} = 7.97 \text{ metros}$$

Se advierte que el espaciamiento obtenido es demasiado corto (ver comentario más adelante).

5.3.3.3.6.2. Método de la tasa de descarga de la base permeable

Al emplear esta aproximación se iguala la tasa de descarga de la base permeable (ecuación [5.42]) con la capacidad de la tubería (ecuación [5.48]):

$$k \times S_R \times H_B \times L \times \cos \alpha = \frac{0.0427}{n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \quad [5.53]$$

Igualdad de la cual se puede despejar L:

$$L = \frac{0.0427}{k \times S_R \times H_B \times \cos \alpha \times n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \quad [5.54]$$

Ejemplo

Determinar el espaciamiento máximo entre desagües (L) por el método de la tasa de descarga de la base permeable, dados los siguientes datos:

- Condiciones de flujo
 - Coeficiente de permeabilidad (k) = 2.0 cm/s (0.02 m/s)
 - Pendiente resultante (S_R) = 0.02828 m/m
 - Espesor de la base permeable (H_B) = 0.10 m

- Ángulo entre la pendiente transversal de la base y la pendiente resultante (α)=45°
- Datos de la tubería
 - Diámetro de la tubería (D) = 4 pulgadas (0.1016 m)
 - Pendiente de la tubería (S) = 2% (0.02)
 - Coeficiente de rugosidad (n) = 0.024 (tubería corrugada)

Solución

Empleando la ecuación [5.54]:

$$L = \frac{0.0427}{k \times S_R \times H_B \times \cos(\alpha) \times n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} = \frac{0.0427}{0.02 \times 0.02828 \times 0.10 \times \cos 45^\circ \times 0.024} \times 0.1016^{8/3} \times 0.02^{1/2} = 14.1 \text{ m}$$

Se advierte que el espaciamiento obtenido es demasiado corto (ver comentario más adelante).

5.3.3.6.3. Método de la tasa de descarga del tiempo para drenar

La tasa de descarga obtenida por el método del tiempo para drenar (ecuación [5.43]) se iguala con la capacidad de la tubería (ecuación [5.48]), convirtiendo previamente la primera a m³/s:

$$W \times L \times H_B \times n_e \times U \times \left[\frac{1}{t_D} \right] \times \frac{24}{86,400} = \frac{0.0427}{n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \quad [5.55]$$

Despejando (L):

$$L = \frac{153.7}{n \times W \times H_B \times n_e \times U} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \times t_D \quad [5.56]$$

Ejemplo

Determinar el espaciamiento máximo entre desagües (L) por el método de la tasa de descarga del tiempo para drenar, dados los siguientes datos:

- Condiciones de flujo
 - Ancho de la base permeable con bombeo uniforme (W) = 7.30 m
 - Espesor de la base permeable (H_B) = 0.15 m
 - Porosidad efectiva (n_e) = 0.227

- Porcentaje drenado, expresado como decimal (U) = 0.50
- Período exigido para el 50% de drenaje = 2 horas
- Datos de la tubería
 - Diámetro de la tubería (D) = 4 pulgadas (0.1016 m)
 - Pendiente de la tubería (S) = 2% (0.02)
 - Coeficiente de rugosidad (n) = 0.024 (tubería corrugada)

Solución

Aplicando la ecuación [5.56]:

$$L = \frac{153.7}{n \times W \times H_B \times n_e \times U} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \times t_D = \frac{153.7 \times (0.1016)^{8/3} \times (0.02)^{1/2} \times 2}{0.024 \times 7.30 \times 0.15 \times 0.227 \times 0.50} = 32.8 \text{ m}$$

Se advierte que el espaciamiento obtenido es demasiado reducido (ver comentario a continuación).

Se puede apreciar que los espaciamientos obtenidos en los 3 ejemplos son muy cortos y, por lo tanto, costosos y absolutamente imprácticos desde el punto de vista constructivo. En consecuencia, las opciones serían cambiar el diámetro y/o el tipo de tubo. Si el diámetro se aumenta de 4 a 6 pulgadas los espaciamientos se triplican y si, además, se cambia de tubería corrugada a lisa, se obtiene una duplicación adicional. De todas maneras, la separación obtenida mediante cálculo se suele utilizar sólo con fines de verificación, pues el espaciamiento mínimo se acostumbra establecer a partir de la experiencia local y de la buena práctica de los diseñadores. Muchas agencias viales recomiendan, por razones relacionadas con el mantenimiento, que la separación entre desagües no exceda de 75 a 100 metros. Además, es necesario que el dren lateral se segmente, de manera que cada sección drene de manera independiente (ver Figura 5.31).

5.3.3.3.7. Descarga de los desagües al exterior

El diseñador debe examinar cuidadosamente el sitio escogido para la instalación de cada desagüe, con el fin de evitar rampas, estructuras y otros obstáculos, naturales o artificiales, que puedan afectar el flujo libre del sistema por gravedad. Donde ello ocurra, deberá tomar medidas apropiadas, la más sencilla de las cuales consiste en acortar o alejar la distancia entre los dispositivos de desagüe.

El diámetro de la tubería de descarga debe ser, como mínimo, igual al de la tubería del dren lateral de base. Se recomienda que la pendiente de la tubería de descarga hacia la cuneta o zanja lateral sea por lo menos de 3%.

Ello asegura el drenaje de la tubería por gravedad, así se presenten algunas variaciones en la pendiente.

El sistema de drenaje del agua infiltrada debe estar coordinado con el de drenaje superficial longitudinal. El fondo del extremo de la tubería de descarga lateral se deberá encontrar, al menos, 15 centímetros por encima del flujo de diseño de 10 años en el canal o cuneta, con el fin de prevenir que el agua que circule por el dispositivo de drenaje superficial pueda refluir hacia la tubería (ver Figura 5.30). Si los canales o las medianas son demasiado planos para evacuar el agua procedente del dren lateral, es necesario instalar un sistema de drenaje de aguas lluvias para recolectar el agua (Figura 5.33).

5.3.4. Software

La FHWA ha desarrollado un programa en ambiente Windows[®] denominado Drainage Requirements in Pavements (DRIP) (Referencia 5.33), que en el momento de la elaboración de este Manual se encuentra disponible en su Versión 2.0. Su uso requiere licencia y sus aplicaciones de interés incluyen el diseño hidráulico de las bases permeables, de las capas de separación y de los drenes laterales de borde, bajo los conceptos tratados en este capítulo.

5.4. CONTROL DEL AGUA SUBTERRÁNEA

5.4.1. Generalidades

Parte fundamental de cualquier sistema efectivo de drenaje subsuperficial de una carretera consiste en mantener el agua subterránea alejada de su plataforma. En Colombia, el diseño de los sistemas de drenaje del agua subterránea en carreteras se ha basado durante años en criterios elementales y, ocasionalmente, en técnicas gráficas que envuelven el uso de redes de flujo. El propósito fundamental de esta sección del Manual es presentar métodos analíticos para el diseño de los sistemas más comunes de control del agua freática en las carreteras colombianas, tales como los drenes interceptores longitudinales (Figuras 5.3 y 5.4) o los drenes simétricos para el abatimiento del nivel freático bajo el pavimento, mostrados en la Figura 5.48. Aunque a la fecha no ha sido posible eliminar todos los elementos de empirismo, los métodos que se presentan se basan, fundamentalmente, en la teoría de filtración.

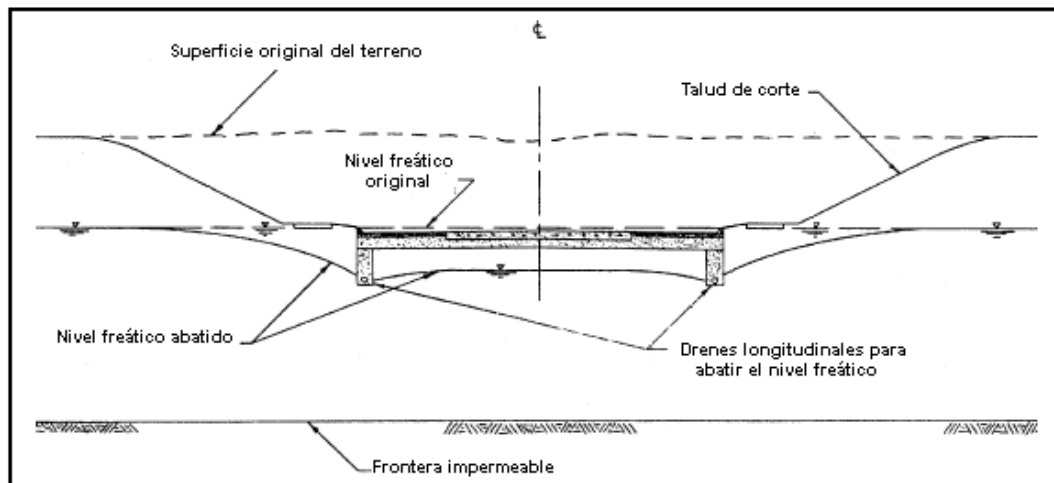


Figura 5.48. - Drenes longitudinales simétricos para abatir el nivel freático

Aunque de manera breve se discuten otras medidas para el control del agua interna, no se presenta un tratamiento analítico de ellas. La literatura disponible no es suficientemente abundante y consensuada en este sentido y, por lo tanto, en estos casos el diseñador deberá, todavía, apoyarse en conceptos básicos como la ley de Darcy o el uso de redes de flujo. Hay que tener en cuenta, además, que los análisis de la mayoría de los casos complejos de inestabilidad de laderas y taludes relacionados con el efecto del agua se realizan con procedimientos de la ingeniería geotécnica, los cuales exceden el alcance de este Manual.

5.4.2. Red de flujo

La red de flujo es una solución gráfica de la ecuación de Laplace para flujo a través de un medio poroso homogéneo e isotrópico. Aunque la red brinda una solución bidimensional, ésta se puede extrapolar a la tercera dimensión siempre que prevalezcan condiciones hidrogeológicas consistentes. La red de flujo está constituida por dos familias de curvas ortogonales: las líneas de flujo y las líneas equipotenciales. Una línea de flujo es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua viaja del lado de aguas arriba hacia el de aguas abajo a través del medio permeable. Una línea equipotencial es una línea que conecta puntos con igual carga total.

Las líneas de flujo se deben escoger de manera que entre cada par de ellas fluya la misma cantidad de agua, en tanto que las equipotenciales se dibujan de manera que la caída de carga hidráulica entre cada par consecutivo sea la misma, lo que se logra haciéndolas formar cuadrados curvilíneos con las líneas de flujo. Una red de flujo brinda una visual clara del patrón de filtración dentro de la masa permeable pero, para que sea realmente útil, no se deben

dibujar demasiadas líneas pues se dificulta el trazo y se puede desviar la atención de los aspectos esenciales. En la mayoría de los casos, resulta suficiente el dibujo de cinco o seis canales de flujo (Figura 5.49).

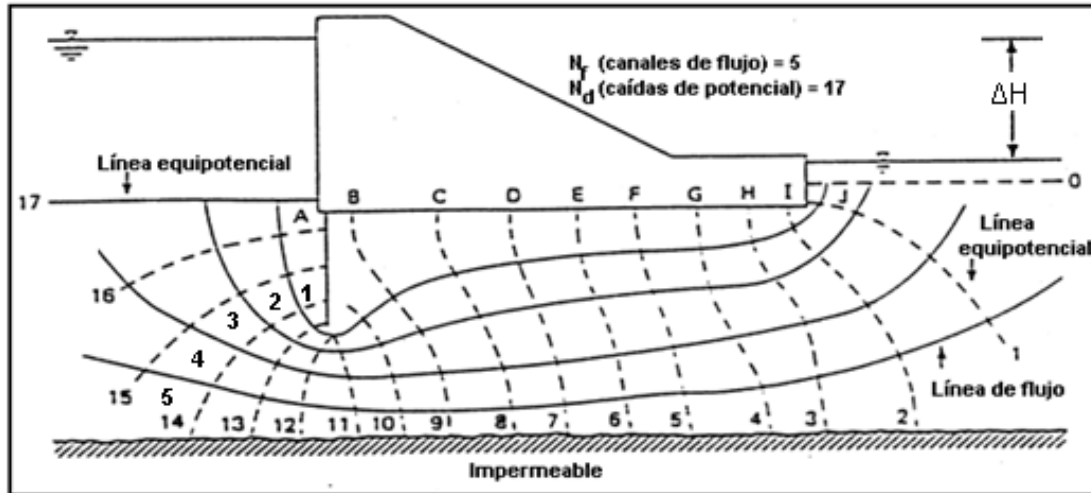


Figura 5.49. - Ejemplo de una red de flujo

No es posible brindar muchas reglas para definir las fronteras de las líneas de flujo y equipotenciales, por lo que cada caso se deberá analizar de manera particular. En general, la línea que señala el nivel freático y las superficies impermeables de contacto con el medio poroso constituyen líneas extremas de flujo, en tanto que serán equipotenciales las que delimitan la superficie a través de la cual percola el agua en el medio y aquellas perpendiculares a las líneas de flujo que alcanzan la presión atmosférica (el espacio exterior o un dren). Información completa y detallada sobre el uso y las limitaciones de las redes de flujo en el análisis de filtraciones de agua subterránea se encuentra en los textos especializados de mecánica de suelos. Como ejemplo, se pueden consultar las Referencias 5.6 y 5.18.

Una vez que el dibujo de la red de flujo está completo, el gasto a través del medio se puede determinar con la ecuación:

$$q_d = k \times \Delta H \times \frac{N_f}{N_d} \quad [5.57]$$

Donde: q_d : Gasto por unidad de longitud, en metros cúbicos por día por metro ($m^3/día/m$).

k : Coeficiente de permeabilidad del medio poroso, en metros por día ($m/día$).

ΔH : Diferencia total de carga, en metros (m).

N_f : Número de canales de flujo

N_d : Número de caídas de potencial

Cuando el medio es anisotrópico, la ecuación [5.57] se convierte en:

$$q_d = (k_h \times k_v)^{1/2} \times \Delta H \times \frac{N_f}{N_d} \quad [5.58]$$

Siendo k_h y k_v los coeficientes de permeabilidad en dirección horizontal y vertical, respectivamente.

5.4.3. Drenes interceptores longitudinales

5.4.3.1. Generalidades

Los drenes interceptores longitudinales se diseñan e instalan para cumplir una o dos funciones: cortar la filtración en taludes o abatir el nivel freático.

En terrenos inclinados es común que el agua subterránea fluya a la superficie, siguiendo el nivel freático una configuración similar a la del terreno. Cuando se realiza una excavación en ellos para alojar una carretera, se produce un flujo que tiende a saturar y debilitar el talud y la cama del corte. Ese flujo puede ser interceptado por un dren longitudinal colocado al pie del talud o cerca de él (Figura 5.50). Con esta finalidad se ha construido la mayoría de los drenes longitudinales en las carreteras colombianas.

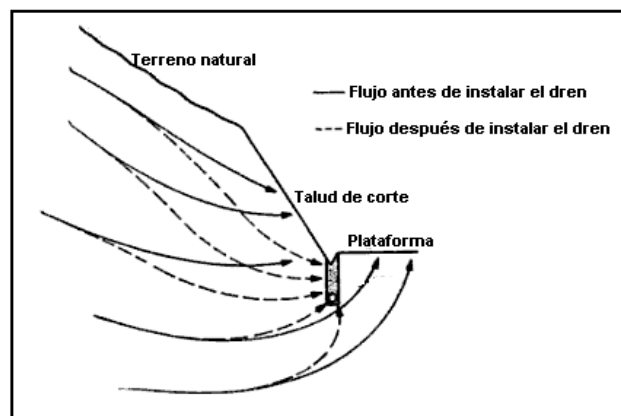


Figura 5.50. - Flujo hacia el talud y la cama del corte

El otro uso muy común de estos drenes es el abatimiento del nivel freático (Figura 5.48). Esta necesidad es muy frecuente en terrenos planos en los cuales el nivel freático se encuentra muy próximo a la superficie del terreno natural.

Cualquiera sea el caso, es importante separar los sistemas de drenaje interno y superficial. En ese orden de ideas, el dren se deberá sellar en su parte superior para impedir que se infiltre el agua superficial. Lo ideal sería construir una cuneta impermeable sobre el dren. Si ello no resulta posible o el dren no se encuentra en el pie del talud sino en medio de éste, como el dren izquierdo del esquema de la Figura 5.4, se debe sellar su parte superior con un suelo impermeable bien compactado, en un espesor no menor de 30 cm (Figura 5.51).

Cuando el terreno sobre el cual se construya el dren sea blando y húmedo, se deberá colocar material filtrante en el fondo de la zanja en un espesor suficiente para garantizar una solera estable que proteja la tubería y permita brindarle la pendiente establecida por el diseñador. Alternativamente y para no profundizar demasiado la zanja, se podrá colocar rajón en el fondo cubriéndolo con material filtrante o, también, la solera se podrá construir con un concreto pobre.

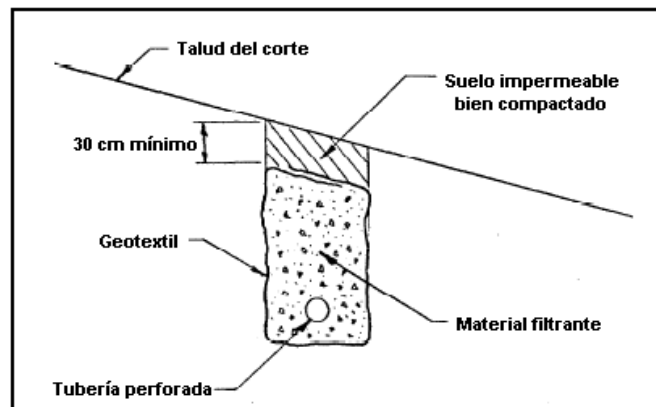


Figura 5.51. - Esquema típico de un dren interceptor longitudinal en un talud

5.4.3.2. Constitución de los drenes longitudinales interceptores

En su versión más común, el dren consiste en una zanja rectangular de profundidad adecuada, provista de una tubería perforada en su fondo y rellena con un material filtrante (Figura 5.51). El agua colectada por la tubería fluye por gravedad hacia una caja o cañada donde su descarga resulte inofensiva. Normalmente, el relleno se envuelve con un geotextil, el cual evita

la contaminación y la obstrucción del material filtrante, al retener el suelo adyacente a la zanja.

Los requisitos de calidad del agregado de relleno de la zanja y del geotextil son los mismos que se les exigen para la construcción de los drenes laterales de base, motivo por el cual resultan enteramente aplicables los criterios indicados en el numeral 5.3.2.3.1. Se debe tener en cuenta, de todas maneras, que la dirección del flujo de agua en los sistemas de control de agua subterránea suele ser distinta a la prevaleciente en un sistema de drenaje del agua infiltrada en el pavimento. En los drenes interceptores, la filtración se produce a través de las paredes y el fondo de la zanja (si éste no se ha revestido), en tanto que en la mayoría de los drenes colectores longitudinales y transversales el ingreso de agua ocurre por la parte superior. Esta diferencia debe ser considerada en el instante de diseñar los drenes.

En relación con la tubería perforada, resultan válidos los criterios señalados en el numeral 5.3.2.3.2.

En los últimos años se han venido utilizando geodrenes con tubería de panel y un tubo perforado, como sistemas alternativos a los drenes convencionales para el drenaje longitudinal de intercepción (Figura 5.52). Los geodrenes son geocompuestos prefabricados que tienen un núcleo constituido por una estructura reticular (geo-red), cuyo diseño permite el flujo de agua través de su estructura, el cual está recubierto con un geotextil no tejido. El geotextil cumple la función de filtración, reteniendo las partículas de suelo y permitiendo el paso de los fluidos. La geo – red, por su parte, es el medio drenante encargado de transportar el agua que pasa a través del filtro hasta una tubería circular perforada de drenaje instalada en la parte inferior del elemento, la cual descarga en el sitio previsto por el diseñador.

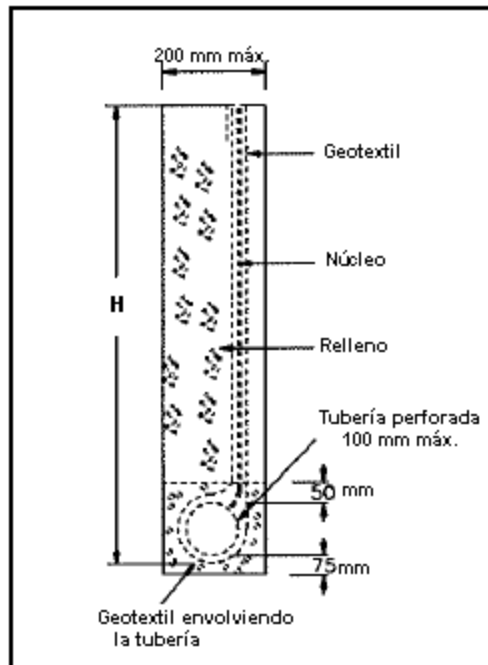


Figura 5.52. - Esquema típico de un geodrén en una zanja

Entre la ventajas que ofrecen los geodrenes prefabricados respecto de los drenes tradicionales está el hecho de que requieren de anchos de zanja mucho menores, no requieren ni de un material de relleno filtrante muy elaborado ni de solera y los tiempos de construcción son más cortos. Salvo prescripción en contrario, el relleno de la zanja se deberá realizar con una arena gruesa de río cuyos requisitos de calidad y granulometría se ajusten a lo indicado en las Tablas 630.1 y 630.2 del Artículo 630 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS. Se debe tener mucho cuidado al colocar el relleno, pues una compactación excesiva puede ocasionar combaduras y fracturas en el núcleo planar del geodrén.

Los geocompuestos a emplear en la construcción de los drenes longitudinales interceptores deberán cumplir los requisitos básicos indicados en la norma ASTM D 7001 o los que establezca la especificación particular, hasta el instante en que el INVÍAS promulgue una especificación general relacionada con ellos.

5.4.3.3. Cálculo de caudales

5.4.3.3.1. Dren interceptor longitudinal simple

Considérese el caso de un flujo no confinado de agua freática sobre una frontera impermeable inclinada y dirigido hacia un dren interceptor, como se ilustra en la Figura 5.53.

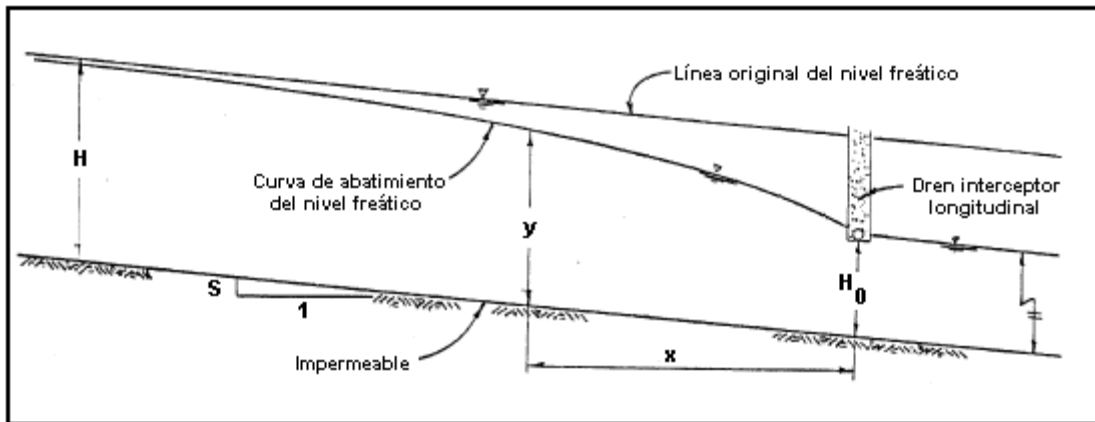


Figura 5.53. - Flujo hacia un dren interceptor longitudinal

Una solución para la forma de la curva de abatimiento en esta situación fue desarrollada por Glover y presentada por Donnan (Referencia 5.35). La solución, elaborada a partir de una adaptación de la teoría elaborada por Dupuit, es de la forma:

$$x = \frac{H \times \log \frac{H - H_0}{H - y} - (y - H_0)}{S} \quad [5.59]$$

Donde “x” e “y” son las coordenadas de un punto de la curva descendente como lo muestra la figura, H es la altura original de la tabla de agua sobre la frontera impermeable de pendiente S, y H₀ es la distancia entre el fondo del dren y la frontera impermeable.

Un examen de la Figura 5.53 y de la ecuación [5.59] muestra que la curva llega a ser asintótica a la superficie original de agua en el infinito. Tratar con esta condición de borde en problemas prácticos es difícil y, por lo tanto, en la mayoría de las soluciones a los problemas de flujo gravitacional de este tipo se asume que hay una distancia finita a partir del dren (L_i) a la cual el descenso del nivel freático se puede considerar insignificante y a la que, para efectos prácticos, “y” igual a H, como se muestra en la Figura 5.54. Como se

anotó en el numeral 5.3.3.1.2.1, esta distancia L_i hasta el punto de descenso insignificante se denomina “radio de influencia”.

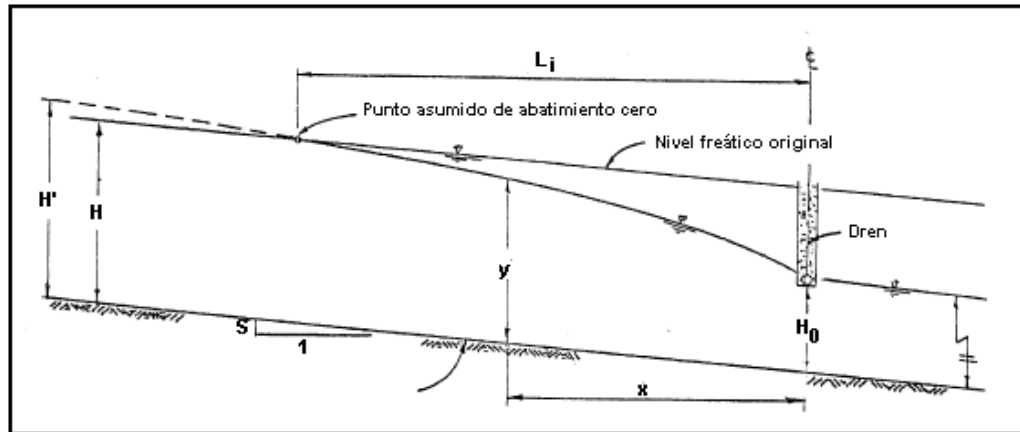


Figura 5.54. - Radio de influencia

En un esfuerzo por investigar drenes de este tipo, Keller y Robinson condujeron un estudio en el laboratorio (Referencia 5.36). Ellos encontraron que la ecuación de Glover contrastaba bien con los datos experimentales cuando se modificaba en la forma:

$$S_x x = H' \times \text{Log} \left(\frac{H' - H_0}{H' - y} \right) - (y - H_0) \quad [5.60]$$

Donde H' es un punto en la extensión ficticia de la curva de descenso, como se muestra en la Figura 5.54.

Sustituyendo en la ecuación [5.59] para la condición $y = H$ cuando $x = L_i$, se llega a la relación:

$$S \times L_i = H' \times \text{Log} \left(\frac{H' - H_0}{H' - y} \right) - (y - H_0) \quad [5.61]$$

Keller and Robinson también hallaron que la cantidad de flujo en el dren (q_d) se podía determinar mediante la relación:

$$q_d = q_0 \left(\frac{H' - H_0}{H' - y} \right) \quad [5.62]$$

Donde q_0 es la magnitud del flujo que se aproxima y está dada por la expresión:

$$q_0 = k \times H \times S \tag{5.63}$$

Siendo “k” el coeficiente de permeabilidad del medio poroso.

Una solución completa al problema se puede obtener entonces a partir de las ecuaciones [5.60] a [5.63]. Por conveniencia, las ecuaciones [5.61] y [5.62] fueron combinadas en forma adimensional y resueltas por Moulton (Referencia 5.8) en computador, para preparar la Figura 5.55, en la cual $q_d/(kHS)$ y H'/H se pueden determinar en términos de los valores conocidos de SL_i/H y H_0/H .

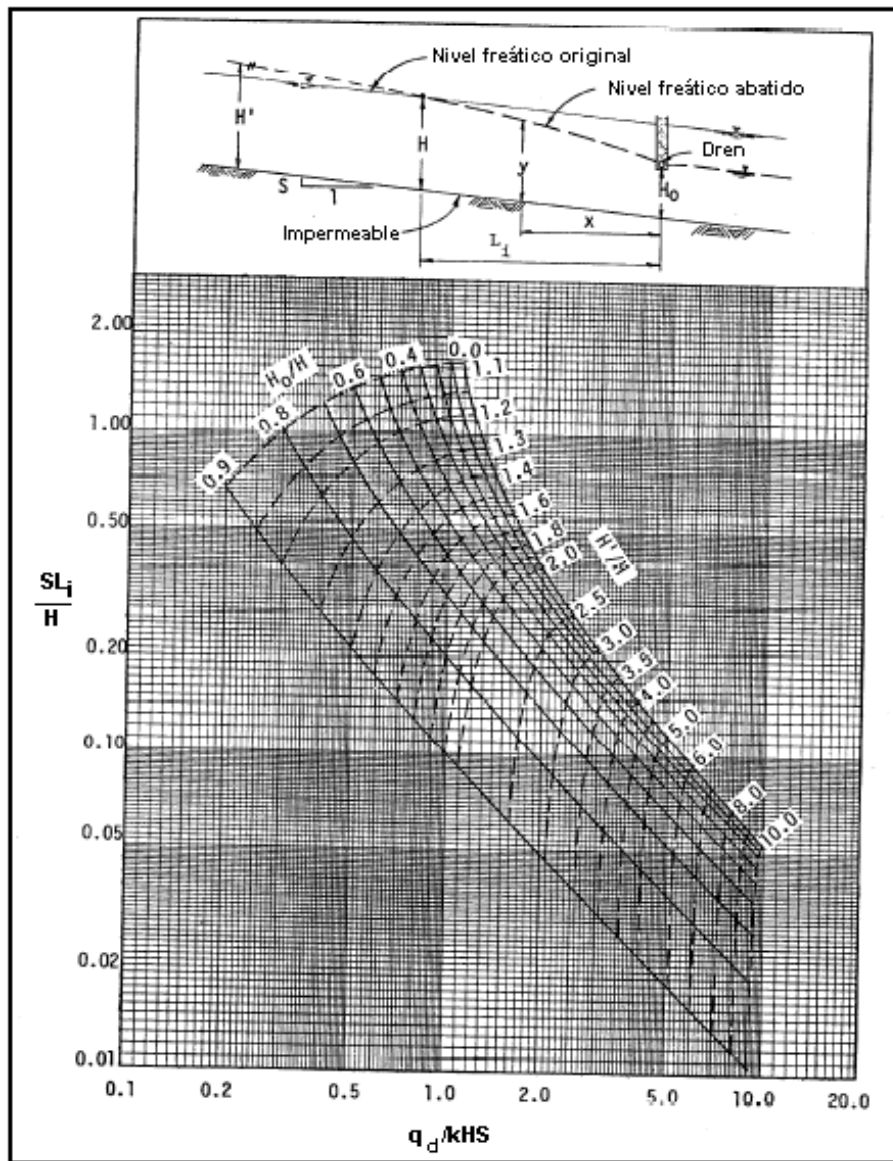


Figura 5.55. - Gráfica para determinar la tasa de flujo en drenes interceptores

Los mismos cálculos proporcionaron los datos a partir de los cuales Moulton preparó la gráfica de la Figura 5.56 a través de un cambio de variables. Mediante esta gráfica se puede determinar la ubicación de la napa freática abatida, dando valores a Sx/y para valores conocidos de H_0/y y de $(H'-H_0)/y$. En la práctica, se asumen unos valores de "y" entre H y H_0 y se usa la Figura 5.56 para ayudar en la determinación de los valores correspondientes de x.

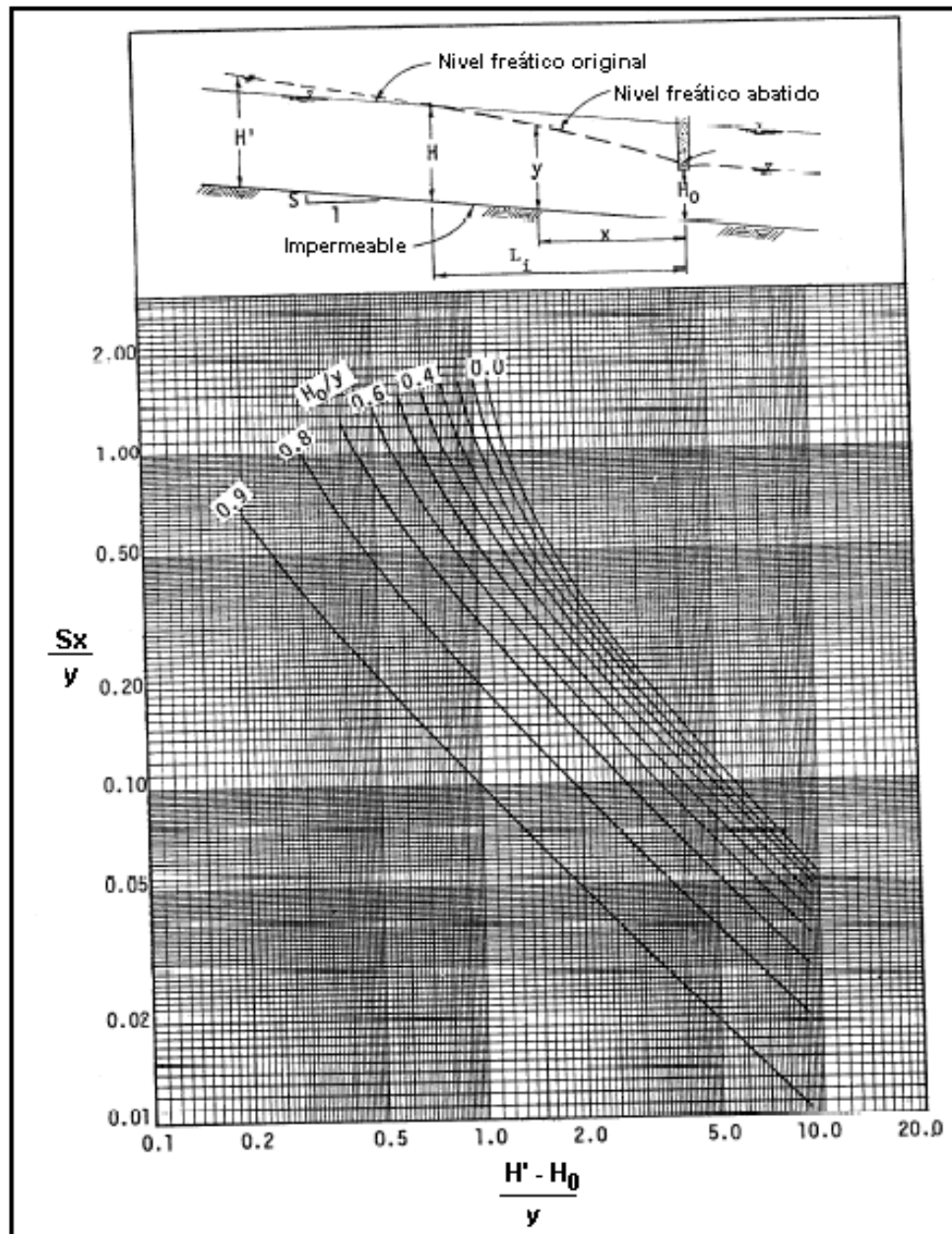


Figura 5.56. - Gráfica para determinar el abatimiento del nivel freático por un dren interceptor

Con el fin de usar las Figuras 5.55 y 5.56 en la solución de cualquier problema de drenaje vial, es necesario hacer una estimación de la distancia L_i a partir de la cual el abatimiento del nivel freático se puede considerar insignificante (radio de influencia). Esta distancia, para los propósitos prácticos, se puede estimar con la ecuación [5.28].

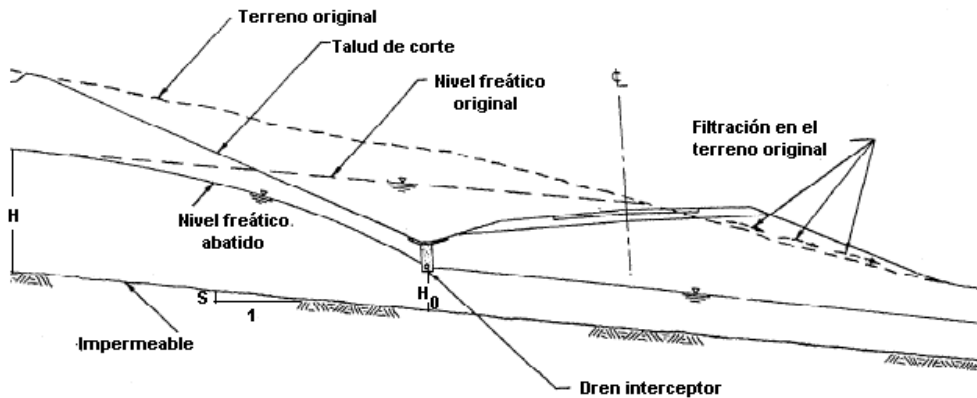
Ejemplo

- Diseño de un dren interceptor longitudinal

Considerando la construcción propuesta en la figura siguiente y sabiendo que $H = 6$ m, $H_0 = 1.80$ m y $S = 15\%$ (0.15), determinar:

- La tasa de flujo reducido (q_d/k) en el dren longitudinal.
- La curva de abatimiento del nivel freático

Con el fin de evitar que en la parte izquierda el agua subterránea se filtre a través del talud del corte y para descender la parte derecha lo suficiente por debajo del sistema estructural del pavimento, se considera que el dren longitudinal se deberá asentar 1.5 metros bajo la superficie de la cuneta. Se propone, además, revestir la cuneta para evitar infiltraciones y colmatación.



Solución

Con la ecuación [5.28] se estima la distancia $L_i = 3.8 (6.0 - 1.8) = 15.96$ m

Se entra a la Figura 5.55 con $SL_i/H = 0.15 \times (15.96)/6 = 0.399$ y $H_0/H = 1.80/6 = 0.3$ y se obtiene:

$$q_d/kHS = 1.57 \text{ y } H'/H = 1.84$$

Por lo tanto:

$$H' = 1.84 \times 6 = 11.0 \text{ m}$$

$$q_d/k = 1.57HS = 1.57 \times 6 \times 0.15 = 1.41 \text{ m}$$

Conocida la tasa de flujo reducida se puede calcular la tasa de flujo real en el dren (q_d), reemplazando el valor correspondiente del coeficiente de permeabilidad del suelo.

Para determinar la curva de abatimiento del nivel freático, se procede así:

Para $H' = 11.0$ metros y los siguientes valores asumidos de las ordenadas (y), las abscisas correspondientes (x) se pueden determinar como sigue, con ayuda de la Figura 5.56.

y (m)	H_0/y	$(H' - H_0)/y$	Sx/y (Figura 5.56)	x (m)
2.0	0.90	4.60	0.021	0.28
2.5	0.72	3.68	0.074	1.23
3.0	0.60	3.07	0.112	2.24
3.5	0.51	2.63	0.153	3.57
4.0	0.45	2.30	0.210	5.60
4.5	0.40	2.04	0.258	7.74
5.0	0.36	1.84	0.305	10.17
5.5	0.33	1.67	0.352	12.90

La curva obtenida con estos valores es la que aparece dibujada a trazos en la Figura 5.57. Esta curva es sólo aproximada, pero se puede emplear como punto de partida para dibujar la red de flujo, la cual brinda una idea más precisa de la ubicación de la superficie del agua libre.

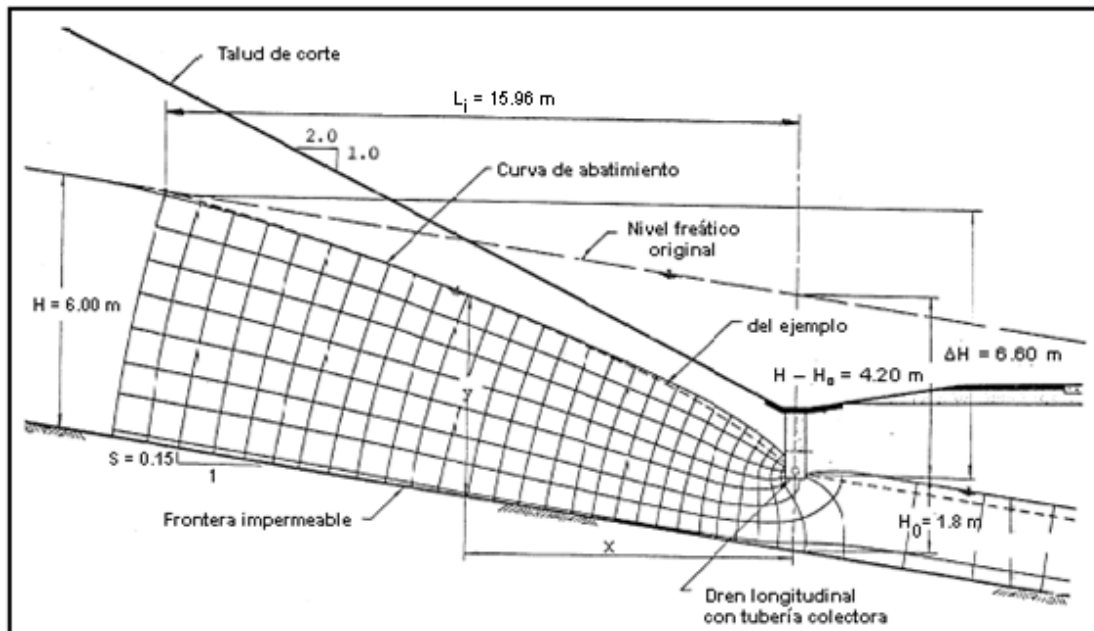


Figura 5.57. - Dimensiones y detalles de la red de flujo

Como se indicó antes, el gasto también se puede calcular a partir de la red de flujo, la cual se ha incluido en el dibujo de la Figura 5.57, que corresponde al ejemplo que se acaba de resolver.

Ejemplo

Para los datos del ejemplo anterior, determinar la tasa de flujo reducida (q_d/k) en el dren longitudinal empleando una red de flujo.

Solución

Para efectuar el cálculo a partir de la ecuación [5.57] se debe determinar primero la pérdida total de carga (ΔH). Como la frontera impermeable tiene una pendiente de 15%, la distancia entre ella y la cota donde comienza el abatimiento del nivel freático es:

$$H + S \times L_i = 6.0 + 0.15 \times 15.96 = 8.40 \text{ m}$$

Por lo tanto, la pérdida de carga (ΔH) será:

$$\Delta H = 8.40 - H_0 = 8.40 - 1.80 = 6.60 \text{ m}$$

Y la tasa de flujo reducida será:

$$\frac{q_d}{k} = \Delta H \times \left[\frac{N_f}{N_d} \right] = 6.60 \times \left[\frac{6}{28} \right] = 1.41 \text{ m}$$

Nota: Si bien en la Figura 5.57 hay 7 canales de flujo, en los cálculos sólo se han considerado 6, por cuanto el canal inferior no aporta el agua al dren longitudinal.

Aunque el método de análisis que se acaba de ilustrar produce una solución completa al problema de un dren interceptor simple, se debe tener en cuenta que la selección de la ubicación del dren implica una cantidad considerable de juicio profesional y puede requerir la ejecución de varios tanteos, en especial si el propósito del dren es abatir el nivel freático y reducir las presiones de poros para alcanzar un determinado valor en el factor de seguridad del talud, así como impedir la saturación y el consecuente debilitamiento del suelo de subrasante.

5.4.3.3.2. Sistema múltiple de drenes de intercepción

Un sistema compuesto por un número plural de drenes interceptores longitudinales, como el mostrado en la Figura 5.58, se puede diseñar con los mismos principios del dren único, considerando cada dren de manera individual. Sin embargo, con el fin de definir apropiadamente las condiciones de frontera para cada uno de los drenes superiores de manera correcta, es preciso establecer la ubicación de la línea de corriente límite sobre la cual el

flujo es esencialmente el de un dren simple instalado en el dominio de flujo sobre una frontera inclinada impermeable. En esencia, esto establece una frontera impermeable para cada dren superior, aproximadamente paralela a la frontera inclinada impermeable inferior.

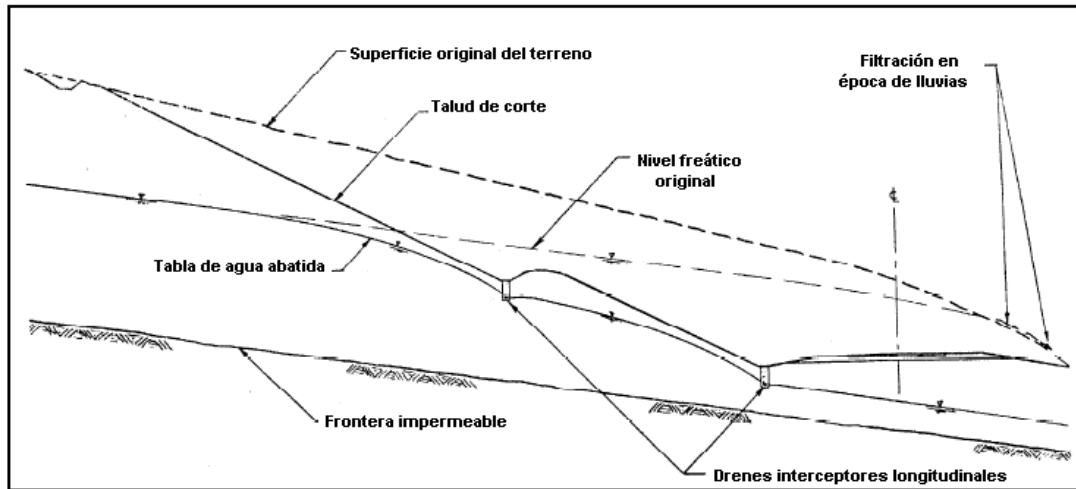


Figura 5.58. - Instalación múltiple de drenes interceptores

Estudios de redes de flujo, utilizando una analogía eléctrica, mostraron que las fronteras de este tipo se pueden establecer dibujando una línea paralela a la frontera inclinada impermeable y localizada a una profundidad bajo el dren, igual a $1/10 - 1/12$ de la separación entre drenes. Esta es una adaptación del “método de fragmentos” generalizado, propuesto en Rusia por Pavlovsky en 1935 e introducido en los Estados Unidos por Harr, en 1962. En esta instancia, se considera que los “fragmentos” de flujo están en paralelo.

Ejemplo

Considérese la situación propuesta en la Figura 5.58 (que representa la porción más profunda del corte de la Figura 5.4), en la cual se requiere instalar 2 drenes interceptores longitudinales para cortar y abatir el nivel freático, con el fin de impedir que aflore en el talud y evitar que afecte la subrasante y la estructura del pavimento.

Las dimensiones del problema son las mostradas en las Figura 5.59.

La ubicación y la profundidad de los drenes se hace por tanteo, teniendo en cuenta la intención de impedir el afloramiento de agua en la cara del talud.

Las dimensiones que se presentan en la Figura 5.59 son las requeridas para resolver el problema con ayuda de las Figuras 5.55 y 5.56.

Solución

Con la ecuación [5.28] se determinan los radios prácticos de influencia para los 2 drenes:

$$L_{i1} = 3.8(H_1 - H_{01}) = 3.8(5.70 - 1.80) = 14.8 \text{ m} < 19.0 \text{ m (Nota 1)}$$

Nota 1 – Si el radio de influencia calculado hubiese sido mayor que la separación entre drenes, entonces se debería usar el espaciamiento entre drenes como valor L_i en el resto de los cálculos

$$L_{i2} = 3.8(H_2 - H_{02}) = 3.8(5.8 - 1.58) = 16.0 \text{ m}$$

Para el dren No. 1, se entra a la Figura 5.55 con $SL_{i1}/H_1 = 0.15 \times 14.8 / 5.70 = 0.389$ y con $H_{01}/H_1 = 1.80 / 5.70 = 0.316$ y se halla que $q_{d1} / kH_1S = 1.58$ y que $H'_1/H_1 = 1.90$

Por lo tanto:

$$H'_1 = 1.90 \times 5.70 = 10.8 \text{ m}$$

Un cálculo similar para el dren 2 da los siguientes resultados:

Con $SL_{i2}/H_2 = 0.15 \times 16.0 / 5.80 = 0.414$ y con $H_{02}/H_2 = 1.58 / 5.80 = 0.272$ y se halla en la Figura 5.55 que $q_{d2}/kH_2S = 1.57$ y que $H'_2/H_2 = 1.85$

Por lo tanto:

$$H'_2 = 1.85 \times 5.80 = 10.7 \text{ m}$$

En consecuencia, los valores de los flujos reducidos para los drenes son:

$$q_{d1}/k = 1.58H_1S = 1.58 \times 5.70 \times 0.15 = 1.35 \text{ m}$$

$$q_{d2}/k = 1.57H_2S = 1.57 \times 5.80 \times 0.15 = 1.37 \text{ m}$$

Si se usan los datos de la Figura 5.59 en conjunto con la Figura 5.56, es posible determinar las coordenadas x_1, y_1 y x_2, y_2 de la napa freática abatida, empleando un procedimiento similar al del ejemplo anterior. La curva resultante se ha dibujado a trazos en la Figura 5.60. Se puede advertir que esta curva aproximada y la generada por la solución de la red de flujo presentan una coincidencia muy aceptable.

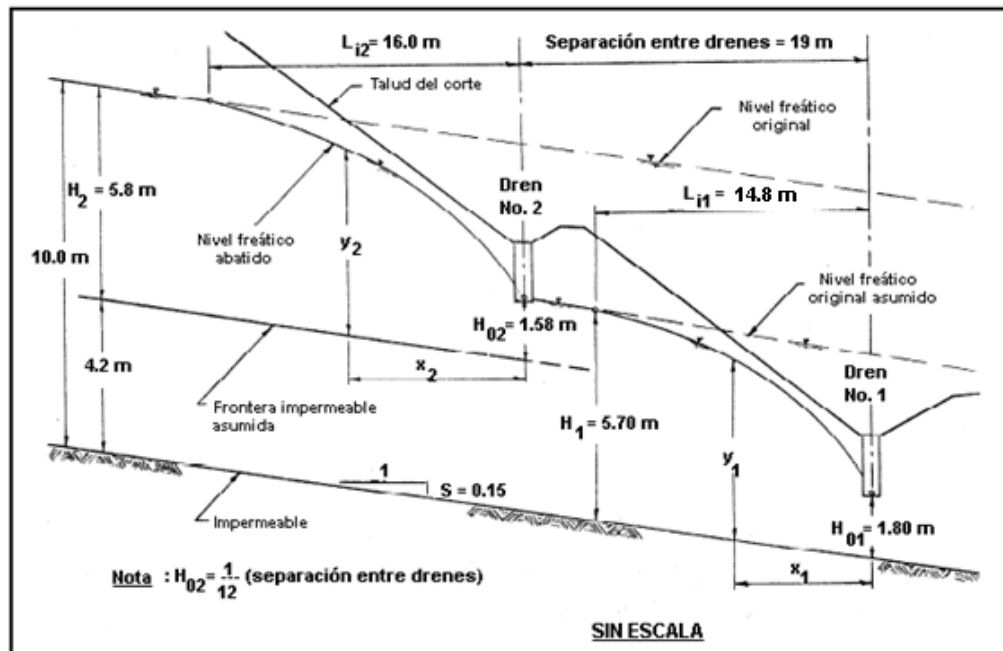


Figura 5.59. - Dimensiones para el ejemplo

Ejemplo

Para los mismos datos del ejemplo anterior, determinar las tasas de flujo reducidas (q_d/k) en los drenes longitudinales, empleando una red de flujo.

Solución

Para efectuar los cálculos a partir de la ecuación [5.57], se deben determinar primero las diferencias totales de carga (ΔH_i).

– Dren 1

Como la frontera impermeable tiene una pendiente de 15%, la distancia entre ella y la cota donde comienza el abatimiento del nivel freático para este dren es:

$$H_1 + S \times L_{i1} = 5.70 + 0.15 \times 14.80 = 7.92 \text{ m}$$

Por lo tanto, la pérdida de carga (ΔH_1) será:

$$\Delta H_1 = 7.92 - H_{01} = 7.92 - 1.80 = 6.12 \text{ m}$$

Y la tasa de flujo reducida será:

$$\frac{q_{d1}}{k} = \Delta H_1 \times \left[\frac{N_f}{N_d} \right] = 6.12 \times \left[\frac{3}{15} \right] = 1.22 \text{ m}$$

- Dren 2

Como la pendiente de la frontera impermeable es 15%, la distancia entre ella y la cota donde comienza el abatimiento del nivel freático para este dren es:

$$H_2 + S \times L_{i2} = 5.80 + 0.15 \times 16.00 = 8.20 \text{ m}$$

Por lo tanto, la pérdida de carga (ΔH_2) será:

$$\Delta H_2 = 8.20 - H_{02} = 8.20 - 1.58 = 6.62 \text{ m}$$

Y la tasa de flujo reducida será:

$$\frac{q_{d2}}{k} = \Delta H_2 \times \left[\frac{N_f}{N_d} \right] = 6.62 \times \left[\frac{3}{14} \right] = 1.42 \text{ m}$$

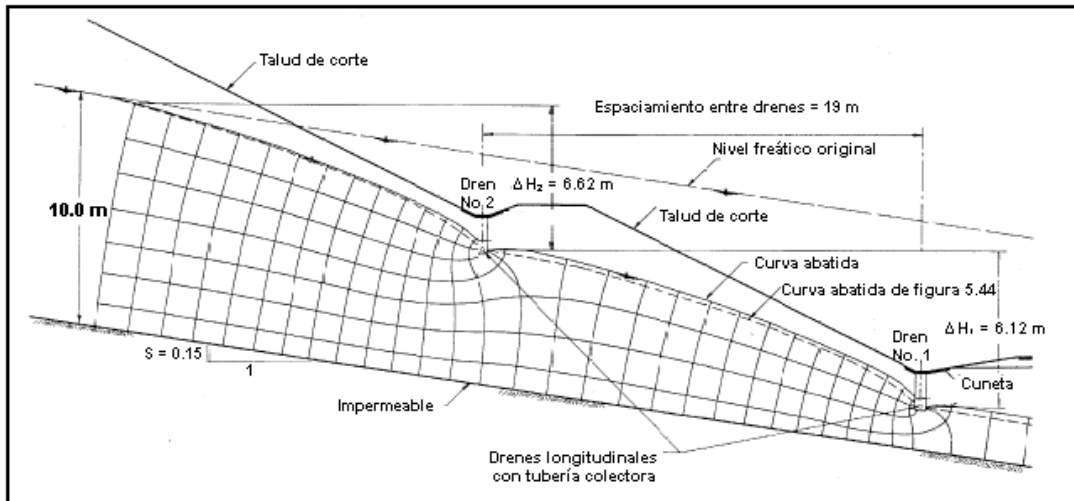


Figura 5.60. - Dimensiones y detalles de la red de flujo

5.4.3.3.3. Drenes longitudinales simétricos

Con el fin de resolver un problema como el de la Figura 5.48, se puede emplear el método de los fragmentos con el dominio de flujo dividido en dos fragmentos equivalentes, como lo muestra la Figura 5.61. Básicamente, esto equivale a asumir que existe una corriente horizontal al nivel del dren. Los análisis efectuados con redes de flujo indican que a esta suposición no le falta realismo.

La cantidad de flujo en el dren para el fragmento 1 se puede estimar como:

$$q_1 = \frac{k \times (H - H_0)^2}{2 \times (L_i - b)} \quad [5.64]$$

La curva abatida para el fragmento 1 se puede determinar a partir de la relación:

$$x = (L_i - b) + \frac{1}{2H_s m} \left\{ y \sqrt{y^2 - H_s^2 m^2} - (H - H_0) \sqrt{(H - H_0)^2 - H_s^2 m^2} - H_s^2 m^2 \operatorname{Log} \left[\frac{y + \sqrt{y^2 - H_s^2 m^2}}{(H - H_0) + \sqrt{(H - H_0)^2 - H_s^2 m^2}} \right] \right\} \quad [5.65]$$

Donde $m = 0.43\pi$

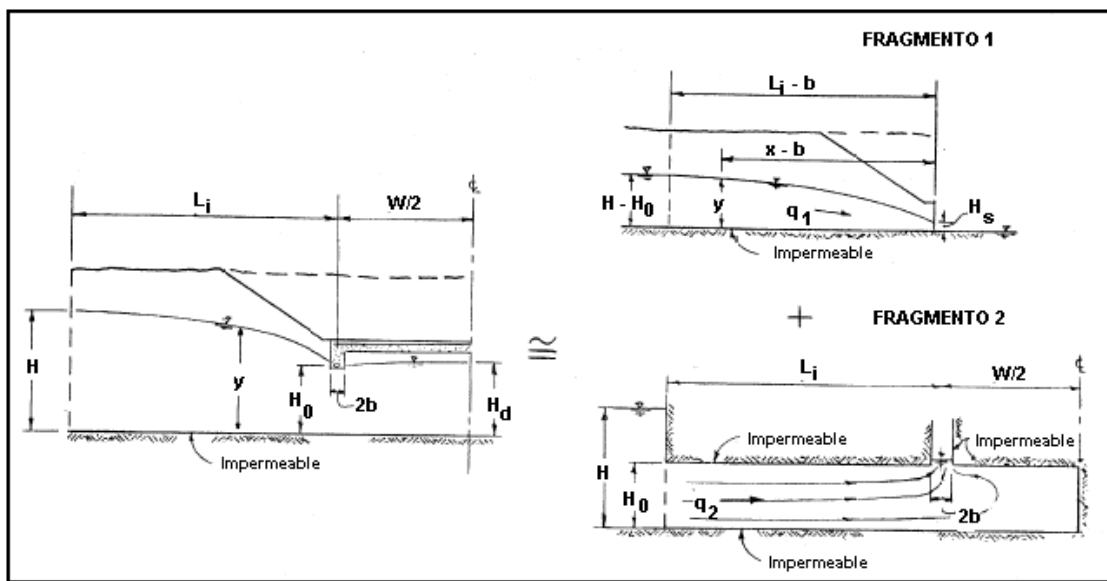


Figura 5.61. - División de un problema de abatimiento con drenes simétricos en dos fragmentos

La ecuación [5.65] fue derivada usando la modificación propuesta por Gilboy (Referencia 5.37) a la teoría de Dupuit. A partir de ella, Moulton (Referencia 5.8) elaboró la gráfica de la Figura 5.62, la cual permite determinar las coordenadas $x - y$ de la curva freática abatida.

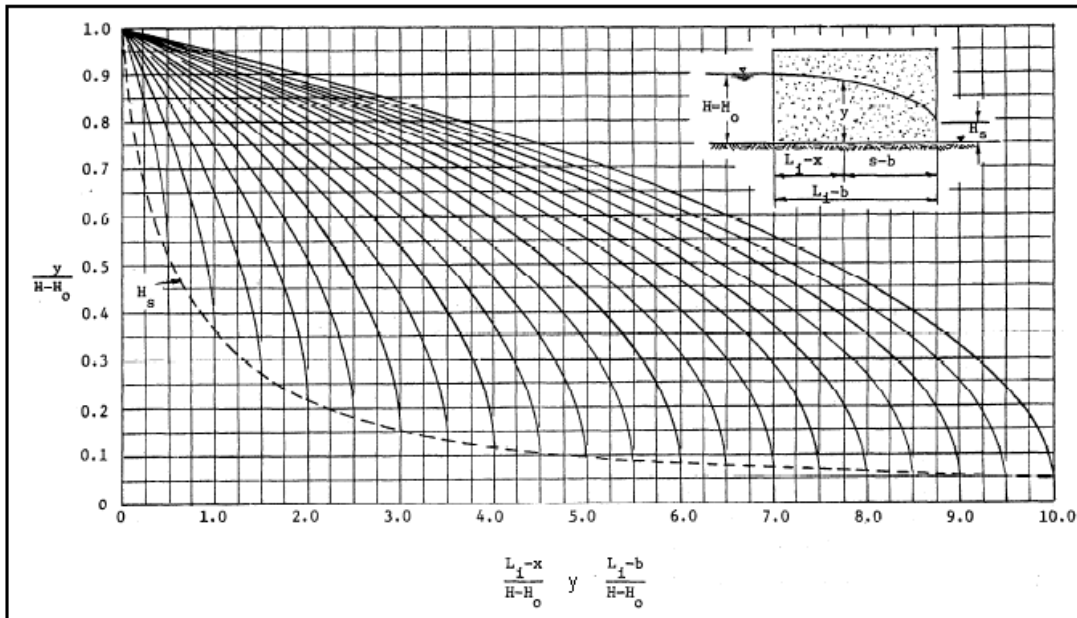


Figura 5.62. - Superficies de agua libre basadas en la modificación de Gilboy a la teoría de Dupuit

La solución al problema representado por el fragmento 2 de la Figura 5.61 fue presentada por Aravin y Numerov (Referencia 5.38). Ellos demostraron que la rata de flujo para esta situación se puede calcular con la expresión:

$$q_2 = \frac{k (H - H_0)}{\frac{L_i}{H_0} - \frac{1}{\pi} \text{Log} \left[\frac{1}{2} \text{Senh} \left(\frac{\pi x b}{H_0} \right) \right]} \quad [5.66]$$

Y que el valor de la cabeza piezométrica en el eje de la carretera ($H_d - H_0$) se puede determinar con la relación:

$$(H_d - H_0) = \frac{q_2}{\pi x k} \log \left[\text{cotgh} \frac{\pi x k}{2H_0} \right] \quad [5.67]$$

A partir de estas 2 ecuaciones, Moulton preparó las gráficas que representan las Figuras 5.63 y 5.64 (Referencia 5.8). La primera sirve para determinar la cantidad de flujo, q_2 , que entra al dren desde el fragmento 2, a partir de los valores conocidos de H , H_0 , b , y k . La cantidad total de flujo que entra al dren, q_d , se halla sumando los flujos de los 2 fragmentos:

$$q_d = q_1 + q_2 \quad [5.68]$$

En este método de solución propuesto por Moulton, se asume que la rama derecha de la curva abatida se puede aproximar al nivel piezométrico a lo largo del límite superior del fragmento 2. Así, la Figura 5.64 se puede usar para estimar la ubicación de la curva abatida entre el dren y el eje de la carretera.

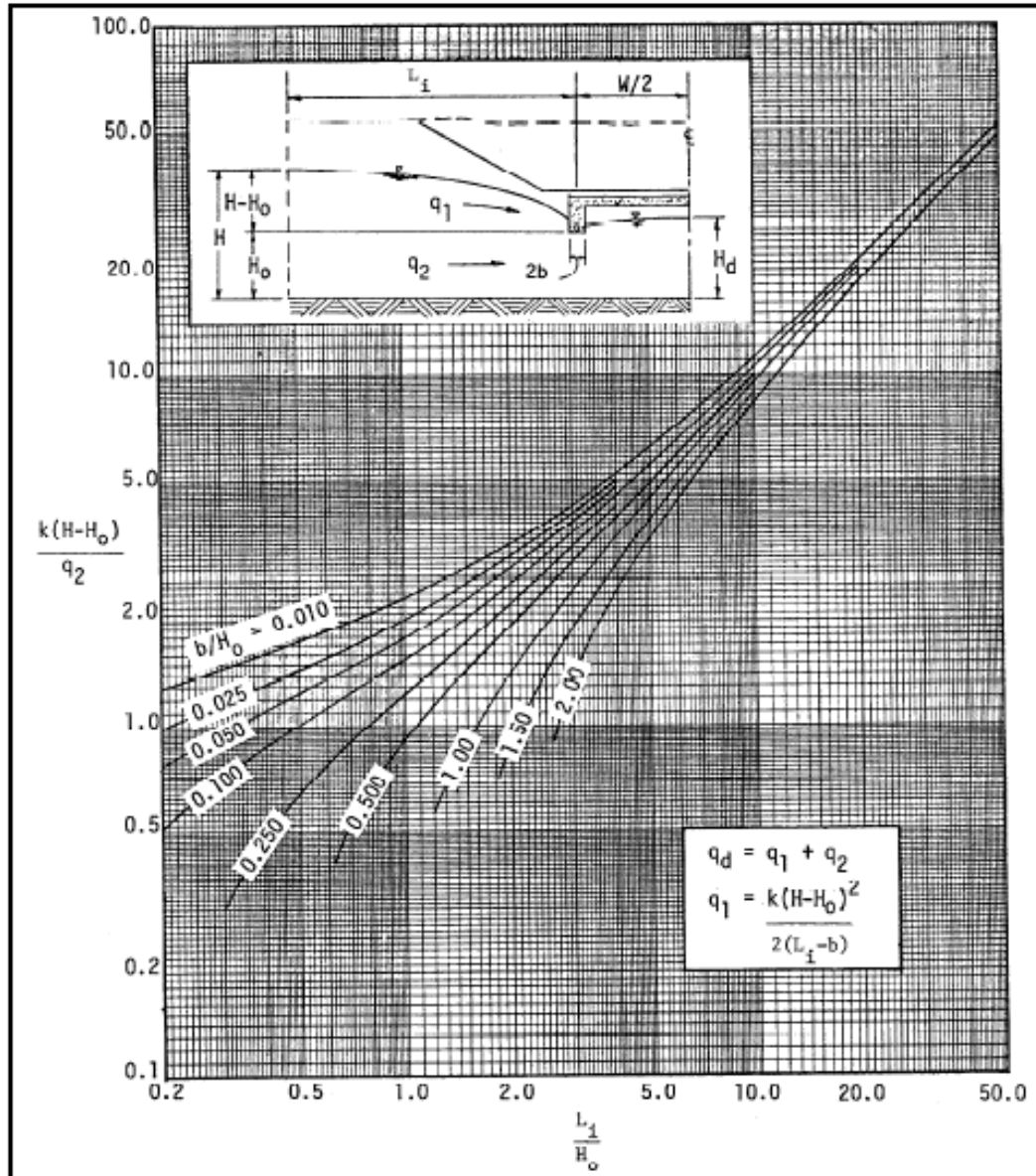


Figura 5.63. – Gráfica para determinar la tasa de flujo en drenes simétricos

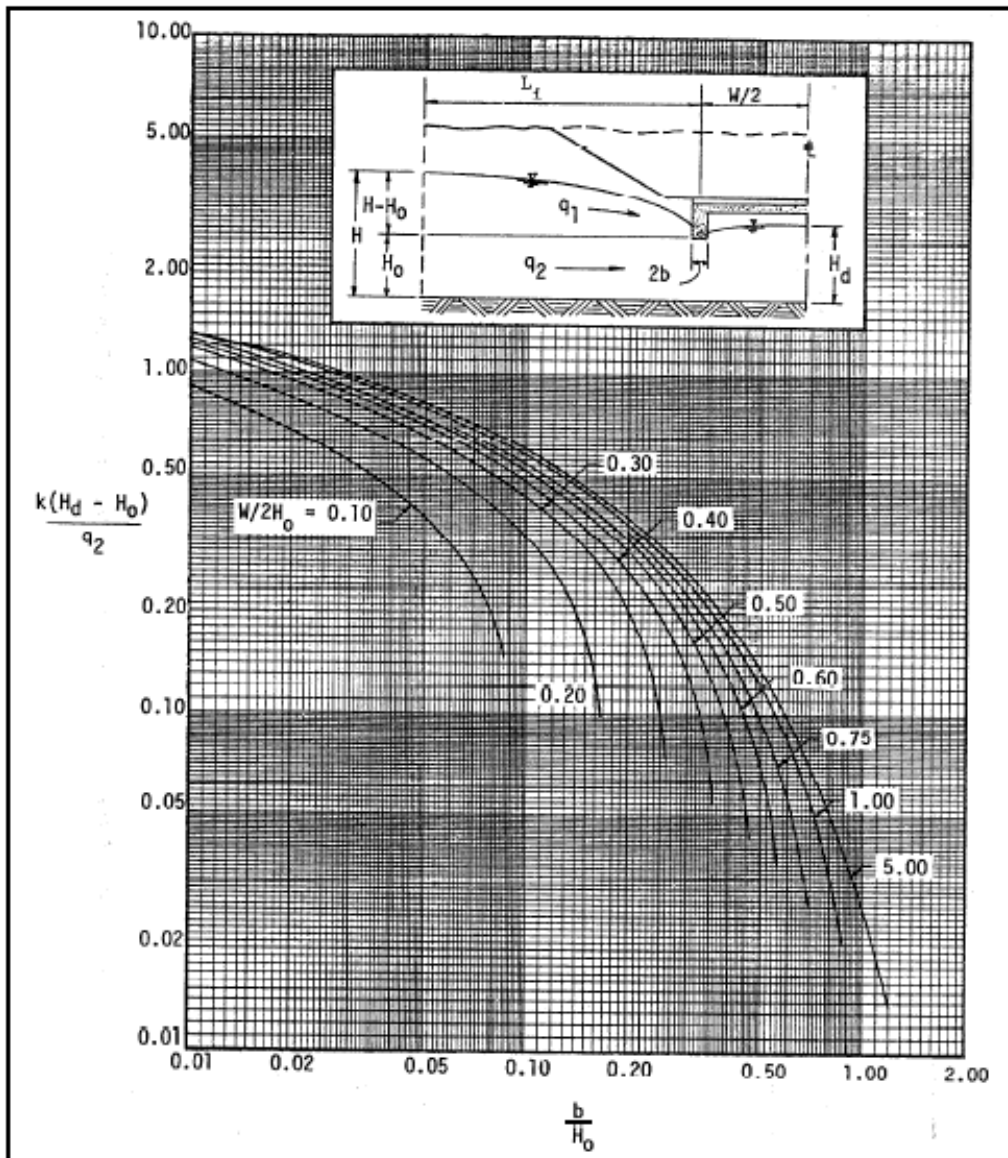


Figura 5.64. - Gráfica para determinar la máxima altura de agua libre entre drenes simétricos

Ejemplo

- Análisis de drenes longitudinales simétricos

Se trata de una vía deprimida de 2 carriles, como se muestra en la Figura 5.48. Se desea diseñarle un sistema de drenes longitudinales simétricos para abatir el nivel freático tanto como sea posible bajo el fondo de la base granular. Las dimensiones detalladas del problema se muestran en la Figura 5.65.

La profundidad de los drenes se estableció por tanteos, teniendo en cuenta el deseo de abatir al máximo el nivel freático sin que fuera necesario excavar de manera excesiva (la profundidad de la zanja bajo el fondo de la excavación de la carretera se limitó a 1.5 metros).

Solución

Con la ecuación [5.28] se estima el radio de influencia:

$$L_i = 3.8 (H - H_0) = 3.8 (7.65 - 5.55) = 7.98 \text{ m (redondear a 8.00 m)}$$

Entrando a la Figura 5.63 con $b/H_0 = 0.225/5.55 = 0.041$ y $L_i/H_0 = 8/5.55 = 1.44$, se halla que:

$$k(H-H_0)/q_2 = 2.08$$

Por lo tanto:

$$\frac{q_2}{k} = \frac{(H - H_0)}{2.08} = \frac{(7.65 - 5.55)}{2.08} = 1.00 \text{ m}$$

Ahora, con la ecuación [5.64]:

$$\frac{q_1}{k} = \frac{(H - H_0)^2}{2 (L_i - b)} = \frac{(7.65 - 5.55)^2}{2 (8.00 - 0.225)} = 0.284 \text{ m}$$

Por lo tanto, el total de flujo reducido al dren será, de la ecuación [5.68]:

$$\frac{q_d}{k} = \frac{q_1}{k} + \frac{q_2}{k} = 0.284 + 1.00 = 1.284 \text{ m}$$

En referencia a las Figuras 5.64 y 5.65, la rama derecha de la curva abatida se puede establecer como sigue, tomando varios valores de x' en la Figura 5.65 los cuales corresponden a $W/2$ en la Figura 5.64 y considerando como y' en la Figura 5.65 los valores llamados $(H-H_0)$ en la Figura 5.64 (recordar que $b/H_0 = 0.041$ y que $q_2/k = 1.00$ m)

$x' = \frac{W}{2}$	$\frac{W}{2H_0}$	$\frac{k(H_d-H_0)}{q_2}$	$y'=(H_d-H_0)$
1.0	0.180	0.56	0.56
2.0	0.360	0.75	0.75
3.0	0.541	0.80	0.80
4.0	0.721	0.83	0.83
6.0	1.081	0.86	0.86
6.9	1.243	0.87	0.87

Ahora, en referencia a la Figura 5.65, la rama izquierda de la curva abatida se puede determinar con ayuda de la Figura 5.62, teniendo en cuenta que:

$$\frac{L_i - b}{H - H_0} = \frac{8.00 - 0.225}{7.65 - 5.55} = 3.70$$

En la Figura 5.62 se busca la intersección de la vertical trazada desde 3.70 con la curva H_s y se obtiene el primer valor $y/(H - H_0)$. A partir de dicha intersección se traza una paralela a las curvas vecinas y se determinan en las abscisas los valores $(L_i-x)/(H-H_0)$ para los valores de $y/(H-H_0)$ que escoja el diseñador en las ordenadas.

De esta manera, para varios valores asumidos de y , los correspondientes de x se pueden determinar así:

$\frac{y}{(H-H_0)}$	$\frac{(L_i-x)}{(H-H_0)}$	(L_i-x)	y	x
0.13	3.70	7.77	0.27	0.23
0.20	3.65	7.67	0.42	0.33
0.40	3.30	6.93	0.84	1.07
0.60	2.55	5.63	1.26	2.64
0.80	1.40	2.94	1.68	5.06
1.00	0.00	0.00	2.10	8.00

Las curvas aproximadas obtenidas con estos cálculos se muestran a trazos en la Figura 5.65. Se puede apreciar que aunque este método produce un nivel de superficie libre ligeramente elevado con respecto al obtenido con el más exacto a través de las redes de flujo, la correspondencia se puede considerar aceptable.

Ejemplo

Determinar la tasa reducida de flujo al dren del problema anterior, con ayuda de la red de flujo

Solución

Se determina la pérdida total de carga (ΔH). Como la frontera impermeable es plana, la pérdida total de carga (ΔH) está dada por

$$\Delta H = H - H_0 = 7.65 - 5.55 = 2.10 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta el número de canales de flujo y el número de equipotenciales de la corriente que circula hacia el dren, la tasa reducida de flujo, calculada con la ecuación [5.57] será:

$$\frac{q_d}{k} = \Delta H \times \left[\frac{N_f}{N_d} \right] = 2.10 \times \left[\frac{7.4}{11.8} \right] = 1.32 \text{ m}$$

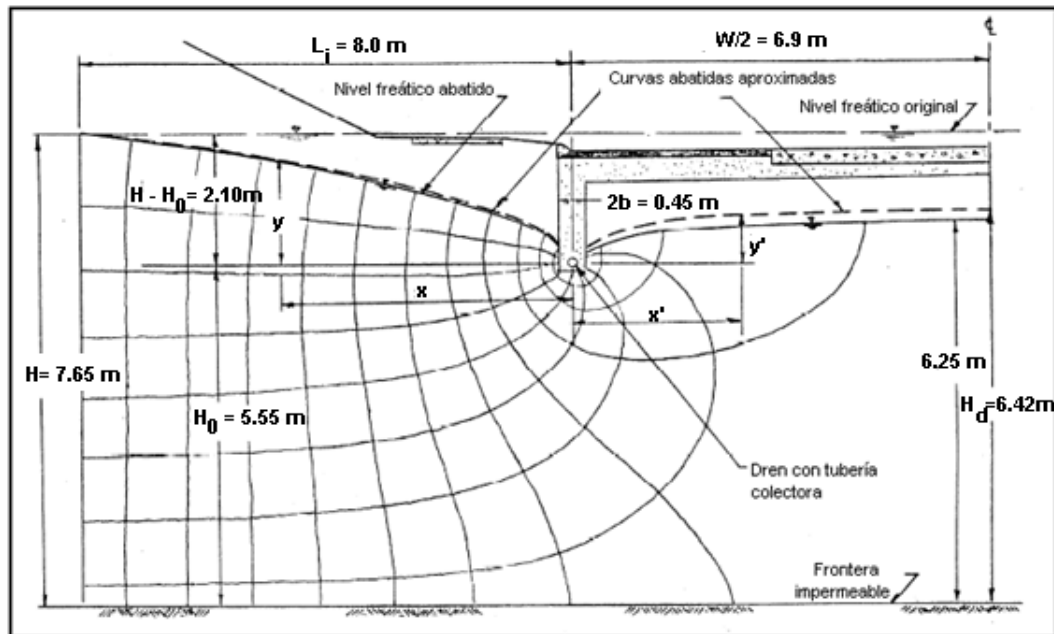


Figura 5.65. - Dimensiones, detalles y red de flujo del ejemplo

Para el caso especial en el cual el subdrén no se pueda colocar lo suficientemente profundo como para abatir el nivel freático por debajo de la capa permeable del pavimento, parte del agua freática del talud se infiltrará hacia dicha capa, con una tasa de flujo que se puede determinar con ayuda de la Figura 5.38.

5.4.3.3.4. Caudal de infiltración

En las secciones en cajón o en las mixtas donde la pendiente transversal esté direccionada hacia el talud de corte, la descarga de las aguas infiltradas se deberá producir, salvo consideraciones específicas en contrario, en el mismo dren colector longitudinal construido para controlar el agua subterránea. Cuando éste sea el caso, al caudal subterráneo, determinado según se ha descrito en los numerales precedentes, se deberá sumar el aporte del proveniente de la infiltración en el pavimento (ver numeral 5.3.3.3.1).

El diseñador hidráulico definirá si al geotextil que envuelve el dren colector longitudinal se le da o no una solución de continuidad para facilitar el flujo hacia el dren del agua proveniente de las capas del pavimento.

5.4.3.4. Dimensionamiento del dren interceptor longitudinal

5.4.3.4.1. Localización de la zanja

La elección de la localización de la zanja depende de varias consideraciones (Referencia 5.39):

- 1) Las funciones por cumplir: si el dren está destinado a contribuir en la estabilidad del talud de corte, es preferible ubicar la zanja lo más cerca del pie del talud y, eventualmente y si no se genera más inestabilidad, debajo de la cuneta. En el caso de drenes múltiples, la ubicación y la profundidad del dren superior (o los drenes superiores) se debe establecer por tanteos, teniendo en cuenta la intención de impedir el afloramiento de agua en la cara del talud, como se establece en el ejemplo del numeral 5.4.3.3.2.
- 2) Las disposiciones existentes o previstas para la berma y la cuneta: si existe una cuneta revestida en buen estado, es conveniente conservarla. Si la berma es muy angosta, no es aconsejable colocar bajo ella un dren de poca profundidad.
- 3) Las facilidades para el mantenimiento o la reconstrucción futura: si hay riesgos de colmatación del material filtrante, es preferible localizar el dren bajo la cuneta

5.4.3.4.2. Ancho y profundidad de la zanja

El dren deberá ser capaz de trasladar el caudal que le es descargado desde el talud. Su ancho dependerá, fundamentalmente, del procedimiento de excavación (manual o mecánico), del tipo de dren y de la profundidad de la zanja. Si el dren se construye con material filtrante y tubería, el ancho corriente es de 45 centímetros (en la Nota Técnica No. 6 del Ministerio de Obras Públicas se recomendaban 50 centímetros), en tanto que si se construye con un geodrén podrá ser del orden de 20 centímetros.

En cuanto a la profundidad de la zanja que se construye al pie de la calzada, es evidente que entre mayor sea, más eficiente será el dren, pero el costo de ejecución aumenta exponencialmente con la profundidad. En el país se ha considerado tradicionalmente que, en secciones corrientes, una profundidad aproximada de 1.50 metros por debajo de la subrasante resulta suficiente para mejorar la estabilidad del talud y aumentar la capacidad portante de la subrasante (Referencia 5.39). Sin embargo, lo procedente es que ella permita abatir el nivel freático lo necesario para que el suelo de subrasante trabaje en condiciones de equilibrio y no sufra saturaciones que puedan afectar desfavorablemente su comportamiento y el del pavimento.

La resistencia de los suelos de subrasante, en especial los finos, se encuentra directamente asociada con sus condiciones de humedad y densidad. Cuando el nivel freático se encuentra muy cerca de la superficie (Nota 1), puede controlar la humedad de la subrasante y, por lo tanto, sus condiciones de respuesta ante las cargas del tránsito.

Nota 1 – Se considera que el NF está cerca de la superficie si el suelo es no plástico y se encuentra a menos de 1.0 metro; si es areno-arcilloso ($IP < 20$) y el nivel freático se encuentra a menos de 3 metros de profundidad, y si es arcilloso ($IP > 40$) y el nivel freático se encuentra dentro de los primeros 7 metros bajo la superficie del terreno (Referencia 5.40)

Por la impermeabilidad superficial que genera, la construcción de un pavimento previene razonablemente los cambios de humedad en la subrasante debido a la lluvia y a la evaporación. Ello se traduce en una distribución relativamente estable de la humedad bajo la calzada, en especial a medida que se aparta del borde del pavimento.

Debido a la acción capilar, es frecuente encontrar condiciones de saturación parcial por encima de la tabla de agua. La distancia que puede ascender la humedad sobre el nivel freático debido a este efecto difiere según el tipo de suelo. La presión en el nivel de la tabla de agua es la atmosférica y va disminuyendo en la zona capilar a medida que se incrementa la altura ella. Se produce entonces en el agua una tensión llamada succión matriz, la cual es resistida por las atracciones moleculares generando compresión en el suelo. Por lo tanto, cuando la tabla de agua está cerca de la superficie, ejerce una influencia controladora sobre la humedad de la subrasante y, bajo esta condición, la succión del suelo está relacionada con la posición del nivel freático, mediante la ecuación (Referencia 5.41):

$$S = \alpha \times P - U \quad [5.69]$$

- Donde:
- S: Succión del suelo, en metros (m) de agua (Figura 5.66).
 - U: Presión de poros en un punto del suelo por encima del nivel freático.
 - P: Presión vertical ejercida por el peso del pavimento.
 - α : Fracción de la presión P que es transmitida al agua del suelo:
 - $\alpha = 0$, si $IP < 5$
 - $\alpha = 1$, si $IP > 40$
 - $\alpha = 0.027 \times IP - 0.12$ para condiciones intermedias
 - IP: Índice plástico del suelo.

Por lo tanto, bajo la condición de equilibrio, la succión a cualquier profundidad bajo el pavimento se puede calcular con facilidad a partir de las características de plasticidad del suelo, de la densidad y el espesor del pavimento y de la posición de la tabla de agua. Las relaciones entre los valores de CBR y succión que muestra la Figura 5.66 no aplican a suelos granulares. A la fecha, no hay información confiable sobre el particular para ellos.

Ejemplo

Determinar la profundidad mínima a la cual se debe mantener el nivel freático bajo un pavimento de 510 mm, construido sobre una subrasante limo arcillosa con IP = 15 y CBR = 5%. El peso unitario promedio de la estructura es 2,130 kg/m³.

Solución

Según la Figura 5.66, para el IP y el CBR del suelo de subrasante, S = 1.35 m de agua

Como el IP está entre 5 y 40:

$$\alpha = 0.027 \text{ IP} - 0.12 = 0.027 \times 15 - 0.12 = 0.285$$

La sobrecarga debida al peso del pavimento es:

$$P = 2,130 \times 0.51 = 1,086 \text{ kg/m}^2, \text{ equivalente a una columna de 1.09 m de agua}$$

Por lo tanto:

$$S = \alpha \times P - U$$

$$1.35 = 0.285 \times 1.09 - U$$

$$U = 0.285 \times 1.09 - 1.35 = -1.04 \text{ m}$$

Es decir, que la tabla de agua deberá ser descendida, como mínimo, a 1.04 m bajo la superficie subrasante, con el fin de garantizar permanentemente el CBR de diseño de 5%. Esta distancia se debe tener en cuenta en el instante de definir la profundidad a la cual se deben llevar los drenes interceptores.

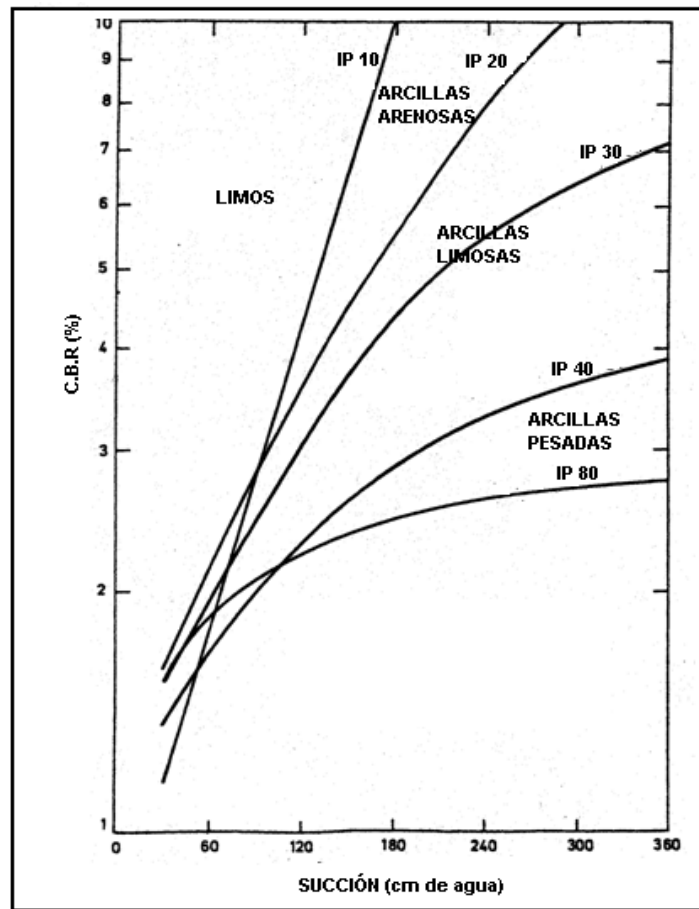


Figura 5.66. - Relación entre el CBR y la succión de los suelos finos para diferentes plasticidades

De acuerdo con investigaciones recientes del TRL (Referencia 5.42), el drenaje interno del pavimento se puede clasificar en función de un “factor de drenaje”, el cual usa como descriptores la distancia horizontal entre el dren y el eje de la calzada (d) y la altura de la rasante sobre el fondo de la zanja del dren (h), como lo muestra la Tabla 5.11. Para el uso de la tabla, los valores de “d” y “h” se deben encontrar en metros.

Tabla 5.11. - Clasificación del drenaje según el factor de drenaje

FACTOR DE DRENAJE d * h	CLASIFICACIÓN
< 2.5	Muy pobre
2.6 – 5.0	Pobre
5.1 – 7.5	Moderado
> 7.5 o drenaje libre	Bueno

Los investigadores encontraron que la resistencia de diseño de la subrasante se podía garantizar en el terreno bajo cualquier condición climática, siempre que el drenaje clasifique como bueno de acuerdo el criterio expuesto en la tabla.

5.4.3.4.3. Capacidad de la tubería y espaciamiento entre desagües

Como en el caso de los drenes laterales de base, al diseñar el dren interceptor longitudinal se asume que todo el flujo es transportado por la tubería. Cuando en la zanja se coloca un agregado muy permeable alrededor de los tubos, esta consideración trae como resultado diseños conservativos que brindan un factor de seguridad contra el asentamiento de material en los tubos.

En relación con la tasa de flujo que puede interceptar la tubería y la capacidad de flujo de la misma, resultan aplicables los conceptos indicados en el numeral 5.3.3.3.2. Para determinar la separación máxima entre desagües, se aplica lo pertinente del numeral 5.3.3.3.6.

Las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras vigentes en el INVÍAS no contemplan la colocación de tubos en los drenes interceptores longitudinales. El diseñador del sistema de drenaje subsuperficial se podrá ajustar a esta situación, siempre que considere que las características de granulometría y de permeabilidad del agregado previsto para el relleno de la zanja y las condiciones de ésta permiten evacuar correctamente el caudal máximo recibido por el dren sin necesidad de la tubería. En caso contrario, deberá recomendar su instalación, de acuerdo con las características físicas y de capacidad descritas en los numerales 5.3.2.3.2 y 5.3.3.3.2, y elaborará la especificación particular correspondiente.

5.4.3.4.4. Uso de geodrenes

Si el dren interceptor longitudinal se va a construir empleando un geodrén, el contratista deberá demostrar que su permisividad disponible es mayor que la requerida, que el geodrén tiene la capacidad para transportar en su plano el caudal recibido del subsuelo y, eventualmente, de la capas permeables del pavimento y que el diámetro de la tubería es suficiente para transportar ese caudal (q_d).

5.4.4. Drenes horizontales

5.4.4.1. Propósitos de los drenes horizontales

Los drenes horizontales que se instalan en taludes son de dos tipos básicos y sirven diferentes propósitos:

Drenes “prescriptivos”, que son aquéllos que se instalan en conjunto con otras medidas de estabilidad del talud como anclajes y estructuras de contención. En este caso, se intenta que los drenes provean un mejoramiento en el drenaje del talud, contribuyendo al mejoramiento de la estabilidad, sin que su colocación se base en un diseño para suministrar un incremento cuantificable en la estabilidad del talud. Prácticamente la totalidad de los drenes horizontales que se han colocado en los taludes de las carreteras colombianas son de este tipo.

Drenes “diseñados”, los cuales se diseñan e instalan como elementos críticos para lograr un objetivo específico cuantitativo (aumentar el factor de seguridad del talud o abatir el nivel freático). Estos drenes se suelen diseñar a través de modelos numéricos para valorar sus posibles efectos sobre el régimen freático en su contorno y sobre la estabilidad del talud. Estos drenes se pueden usar en conjunto con otras medidas de estabilidad o como dispositivos únicos.

Cualquiera que sea el caso, la efectividad de una batería de drenes horizontales queda condicionada a que el agua interna sea la causa principal del problema de inestabilidad y a que se localicen de tal manera que el nivel freático o la línea de corriente superior del flujo puedan ser interceptados por los drenes. De todas maneras, el éxito no se debe medir necesariamente por la cantidad de agua que colecten los drenes. Si se intercepta un acuífero muy permeable, con agua libre, el gasto drenado puede ser muy importante, pero también puede ocurrir que los drenes se instalen en formaciones arcillosas impermeables, en las que logren abatir las presiones de poros con eficiencia y contribuyan a la estabilidad, pero colectando cantidades muy pequeñas de agua.

5.4.4.2. Requisitos de los drenes horizontales (Referencia 5.43)

Los requisitos básicos para que un dren de tipo prescriptivo se comporte satisfactoriamente, son los siguientes:

- 1) El diámetro del dren debe permitirle transportar el máximo flujo sin alterar significativamente el terreno adyacente o desarrollar excesivas presiones en su descarga
- 2) El dren debe permitir la entrada de agua en sus orificios y descargarla en su salida sin una pérdida significativa de flujo por re-infiltración en el terreno

- 3) La tubería debe ser suficientemente resistente y rígida, de manera que se pueda instalar con la longitud y la orientación deseadas y que pueda soportar la presión del material circundante sin deformación ni colapso
- 4) La longitud perforada o ranurada de la tubería debe estar diseñada para impedir el ingreso de suelo o, en su defecto, debe ser protegida con un filtro apropiado
- 5) Los drenes se deben instalar de manera que puedan ser objeto de un adecuado mantenimiento durante la conservación normal de la carretera.

Los drenes “diseñados” deben cumplir las mismas funciones y, además, deberán ser capaces de lograr el abatimiento deseado en el nivel freático

5.4.4.3. Tipos de drenes horizontales de tubería

Algunos tipos de drenes horizontales de tubería se muestran en la Figura 5.67. De ellos, los que considera el Artículo 674 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS se ajustan a la clase D de la figura. La diferencia entre los tipos 1 y 2 de dicha clase, es que el primero consiste sólo en una tubería de PVC perforada, con fondo impermeable, insertada en un orificio autosoportante, mientras en el segundo la tubería está forrada con un geotextil no tejido, cuya finalidad es impedir la acumulación de sedimentos en las perforaciones de la tubería. Por lo general, el filtro de geotextil no es muy recomendable, por cuanto tiende a taparse con rapidez y su limpieza o reemplazo sólo se puede lograr con la remoción completa del dren. Sin embargo, si la erosionabilidad interna de los suelos es tan elevada que origine flujos de lodo o limos hacia el interior del tubo, su colocación puede resultar necesaria.

En los años en que se inició la instalación de los drenes horizontales, las tuberías utilizadas eran metálicas, pues no existía un material alternativo adecuado. Más tarde se implementó el uso del PVC, con lo que superó el problema de la excesiva corrosión de las primeras, aunque se presentaron otras dificultades por cuanto su flexibilidad daba lugar a roturas y a giros en espiral durante la instalación. Sin embargo, con los avances en la tecnología, los plásticos se fueron haciendo más rígidos y, por lo tanto, más apropiados para la construcción de drenes de gran longitud, lo que ha convertido su empleo en rutinario por parte de la mayoría de las agencias viales.

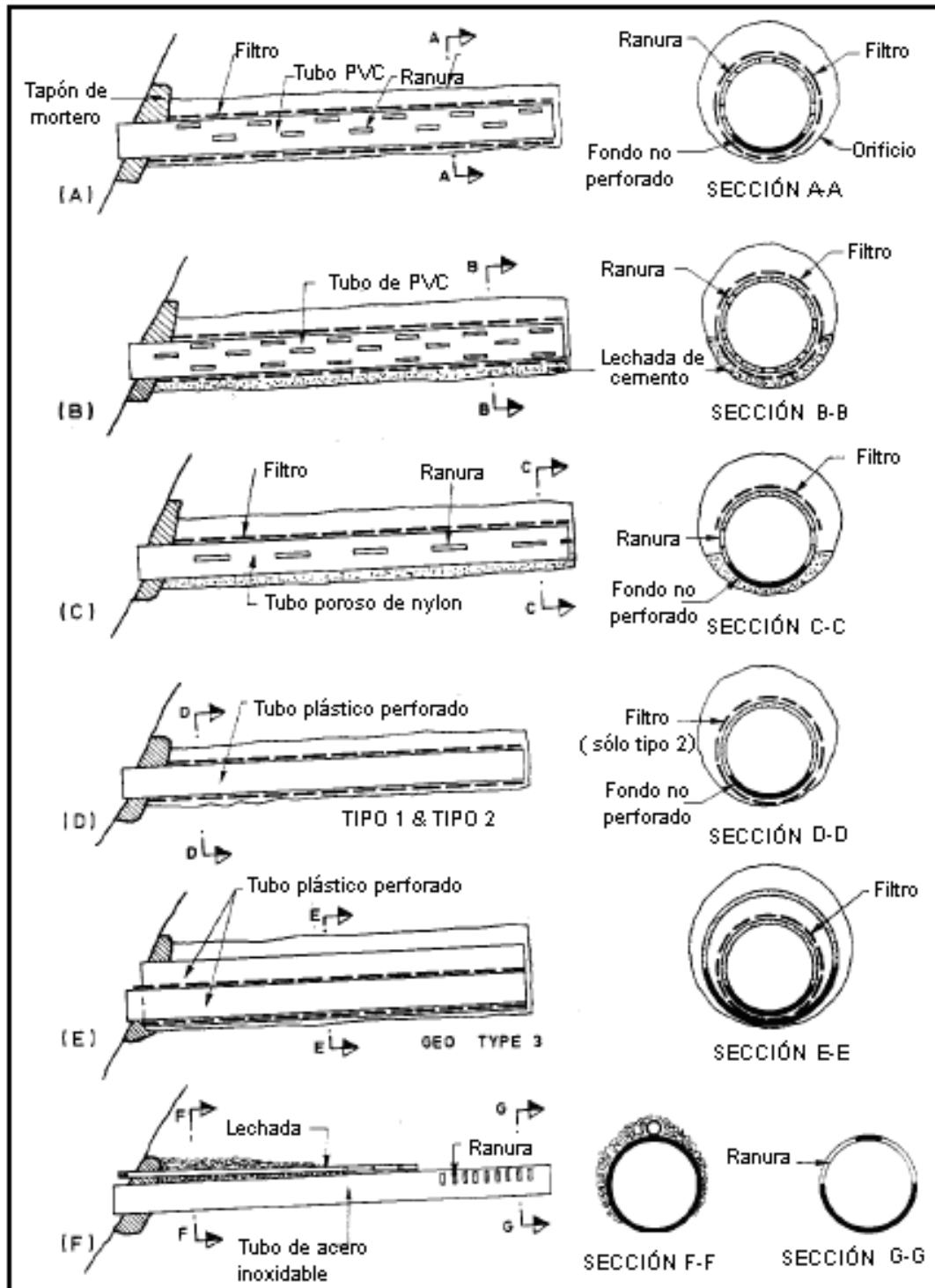


Figura 5.67. - Algunos tipos de drenes horizontales de tubería

5.4.4.4. Diseño del sistema

Mientras los métodos de instalación de los drenes horizontales han mejorado sustancialmente con el tiempo, todavía no se dispone de medios confiables para predecir con precisión su efecto sobre el agua subterránea bajo un determinado conjunto de condiciones hidrológicas, geológicas, topográficas y de diseño. Mientras resulta fácil saber si el agua es drenada luego de la instalación, es más difícil predecir la manera como dicho flujo incrementa la estabilidad. En general, los drenes horizontales son efectivos en el aumento de la estabilidad de un talud; sin embargo, esa mejora puede no ser suficiente como para considerar que la inestabilidad del talud se ha mitigado por completo.

Los drenes horizontales no constituyen una solución universal para los problemas de estabilidad de taludes. La mayoría de las veces es necesario emplearlos en conjunto con otras medidas, como el anclaje, la construcción de estructuras de contención o la reconformación del talud.

La efectividad de un dren horizontal depende de una gran cantidad de factores, entre ellos: la permeabilidad del suelo y su variación tridimensional, la profundidad a la cual se encuentra el nivel freático, la magnitud de las infiltraciones provenientes de las lluvias, la filtración desde la parte alta del talud, la densidad de aberturas del dren, la longitud de los drenes, la separación entre ellos y su inclinación. Además, la efectividad de un dren a largo plazo depende mucho del diseño y de la implementación de un adecuado programa de mantenimiento. Mientras el tipo, la longitud, la separación y la inclinación de los drenes y el programa de mantenimiento pueden ser controlados de alguna manera, las demás propiedades específicas del sitio escapan de la gobernabilidad del diseñador.

5.4.4.4.1. Drenes prescriptivos

La mayoría de los casos que registra la bibliografía especializada se refiere a drenes prescriptivos, sin bases analíticas detalladas que gobiernen sus posiciones de instalación y sus dimensiones. Las ubicaciones, longitudes y espaciamientos se han basado en la experiencia de los profesionales y en el conocimiento de las condiciones de cada lugar, con disposiciones finales gobernadas, también, por las condiciones que se han ido encontrando durante la instalación.

En términos muy amplios, las guías relevantes que se han ido estableciendo con la práctica de la instalación de drenes prescriptivos, son las siguientes (Referencia 5.44):

- 1) La localización, la longitud y las inclinaciones de los drenes se deben basar en un minucioso análisis previo de la información disponible sobre la zona: estratigrafía y tipos de suelos, permeabilidad, niveles piezométricos, respuesta a los eventos de lluvia y a los cambios de estación, mapas geológicos, planos topográficos, etc.
- 2) Algunas investigaciones sobre la disposición de los drenes en el talud indican que no hay una diferencia apreciable de comportamiento entre una distribución en abanico y una en paralelo y que la decisión se debería tomar con base en las condiciones locales, incluyendo la topografía, los materiales subsuperficiales, la configuración del talud y la localización de las fuentes específicas de agua subterránea (Figura 5.68).
- 3) En principio, se sugiere instalar los drenes a intervalos regulares hasta cubrir el área afectada, por ejemplo cada 10 a 20 metros, intercalando posteriormente otros, si el perforador o el diseñador lo consideran necesario. En terrenos de baja permeabilidad es frecuente verlos a sólo 5 metros uno del otro y en dos o más hileras separadas verticalmente por un espaciamiento similar o menor.
- 4) En relación con la longitud del dren, la experiencia indica que ella depende de factores tales como la altura del corte o la distancia entre la corona y el pie del deslizamiento, la localización de la superficie de falla del talud y la distancia entre la cara del talud y la fuente de agua. Los drenes deben cubrir con amplitud las masas de suelo susceptibles de deslizarse. En la mayoría de los casos, las longitudes de intervención reportadas oscilan entre 15 y 60 metros, aunque se conocen proyectos donde la longitud alcanzó más de 150 metros. En general, la longitud requerida se puede estimar dibujando una sección del talud con su probable superficie de falla superpuesta sobre una sección geológica, en la cual se pueden observar los acuíferos y las corrientes de agua presentes (Referencia 5.45).
- 5) Algunos suelos son más propensos al drenaje fácil y al mantenimiento de los drenes a largo plazo. Por ejemplo, los limos finos pueden obstruir las aberturas de la tubería más rápido que la arena o la grava.
- 6) En términos generales, para abatir el nivel freático principal resulta más efectiva la instalación de los drenes en la parte inferior del talud y con bajas inclinaciones. Es menos efectivo instalarlos muy arriba esperando drenar niveles de agua colgados o interceptar las precipitaciones, ya que ello tiene menor incidencia favorable sobre la estabilidad general del talud.

- 7) El buen comportamiento a largo plazo de los drenes horizontales depende de un programa de mantenimiento bien concebido, en orden de prevenir su obstrucción con raíces, partículas minerales provenientes de algunas aguas subterráneas y otros daños causados, por ejemplo, por la erosión del talud y por los accidentes de tránsito.

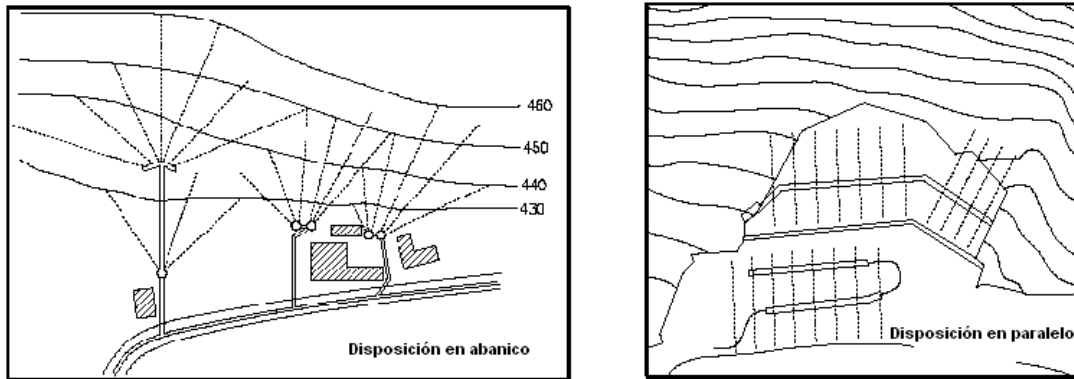


Figura 5.68. - Disposición de drenes horizontales en abanico y en paralelo

Sobre los siguientes aspectos no se han encontrado criterios claramente definidos y debidamente soportados:

- Diámetro interior de la tubería. Los valores oscilan entre 40 y 100 milímetros. En el Artículo 674 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVÍAS se recomienda que sea de 50 milímetros.
- Inclinación de la tubería dentro del talud. Un valor muy recomendado es 5° , aunque hay referencias de haber utilizado inclinaciones hasta de 25° . Otros la establecen en porcentaje y reportan valores entre 5% y 20%, que equivalen a un rango de 3° a 11° . Lo que es un hecho, es que a medida que avanza la perforación, el peso de la tubería hace que ésta se deflece, disminuyendo la pendiente prevista.
- Ubicación de las perforaciones. Generalmente se especifica que se localicen en la parte superior del tubo; sin embargo, no hay información de que se hayan detectado problemas en tuberías con las ranuras alrededor. Un criterio frecuente en el caso de las tuberías ranuradas es que ellas tengan 2 filas de ranuras en la dirección longitudinal y que las ranuras se corten en la dirección circunferencial del tubo, centradas en 2 de los tercios de la circunferencia. En el caso de las tuberías perforadas, algunas agencias recomiendan colocar los agujeros en 2 filas, una a cada lado de la clave; en tanto que otras recomiendan 3 filas, colocando la tercera en la parte superior.

- Tamaño y separación entre las perforaciones de la tubería. A este respecto existe infinidad de conceptos. Uno es que las perforaciones en los tubos sean de cuatro (4) milímetros de diámetro, ubicadas cada diez (10) centímetros en ambos lados del tubo, alternando los ejes de las perforaciones de manera que sean perpendiculares entre sí. Otro es que el agujero sea de cinco (5) milímetros de diámetro y que se hagan treinta (30) por metro de tubería. En una especificación norteamericana en la que se recomienda colocar los agujeros en 3 filas, se exige que tengan un diámetro de diez (10) milímetros, separados 75 milímetros entre centros, con los agujeros de la parte superior alternados entre los de los costados.
- Tamaño y separación entre las ranuras. En el caso de las tuberías ranuradas tampoco existe concordancia. Un criterio usual consiste en usar tubos con dos filas de ranuras en sentido longitudinal, centradas en dos de los puntos tercios de su circunferencia (separación de 120°), con las ranuras cortadas en la dirección de la circunferencia del tubo. Cada fila debe tener la configuración mostrada en la Tabla 5.12 y el diseñador escoge en ella la configuración a ser usada, teniendo en cuenta que el ancho de ranura debe ser menor cuando el suelo tiene partículas muy finas; que las ranuras se deben espaciar uniformemente y que las aberturas se deben medir por la parte interior del tubo. Si la tubería no está forrada en un geotextil se recomienda cumplir el requisito de la ecuación [5.70], para evitar el paso de partículas de arena y finos hacia la tubería.

Tabla 5.12. - Configuraciones de ranuras

NÚMERO DE RANURAS POR METRO (± 3)	ANCHO DE RANURA (milímetros)	ABERTURA MÍNIMA (mm^2/m)
72	1.27	2,110
75	0.51	975
151	0.25	975

$$\text{Abertura de la ranura} < D_{85} \text{ del suelo} / 3 \quad [5.70]$$

- Tratamiento al extremo de la tubería. Se concuerda en el hecho de que el extremo de la tubería que sale al exterior no tenga agujeros ni ranuras, para asegurar que el agua fluya al exterior, evitar que las raíces de las plantas invadan el tubo o que se puedan producir erosiones en la descarga. En lo que no hay consenso es en la longitud exenta de agujeros o ranuras. Se encuentran rangos como 1.0 – 2.0 m; 1.5 - 5.0 m;

1.0 - 9.0 m; 3.0 – 6.0 m (recomendado en el Artículo 674 de las especificaciones del INVÍAS), etc.

- Profundidad de abatimiento del nivel freático. Se menciona que una fila de drenes horizontales no puede, por lo general, abatir más de 5 metros (Referencia 5.46).

5.4.4.4.2. Drenes diseñados

Desde que el uso de los drenes horizontales de penetración se hizo frecuente en la estabilización de taludes, muchas personas han venido proponiendo procedimientos cualitativos y cuantitativos para diseñar sistemas de drenes horizontales convencionales y geodrenes de penetración, para satisfacer las necesidades de un proyecto determinado (Referencia 5.47). Ellos abarcan desde soluciones teóricas de tipo matemático para el flujo de agua hasta cartas de diseño basadas en experimentos de laboratorio y, recientemente, en modelos numéricos para el estudio del patrón de flujo del agua subterránea cuando se incorporan los drenes. Aunque algunos de estos métodos pueden dar ocasionalmente una respuesta razonable a la situación bajo estudio, lo cierto es que su aplicabilidad práctica es limitada, dado que ignoran los parámetros geológicos y tratan el suelo como un elemento homogéneo. La mayoría, inclusive, pretermiten la permeabilidad del suelo y hasta el área perforada de la tubería.

Todos los taludes tienen diferentes características geométricas, hidráulicas y geotécnicas y, por lo tanto, el diseño de los sistemas de drenaje para mejorar su estabilidad se debe realizar sobre una base individual. Las simulaciones numéricas ofrecen una alternativa atractiva para modelar los cambios en el nivel freático y en las presiones de poros como resultado de la instalación de los drenes horizontales. Una vez verificados dichos cambios, estos modelos se pueden emplear para estudiar la influencia de los diferentes parámetros del sistema sobre el incremento en la estabilidad del talud.

Aplicando estos principios, se desarrolló recientemente un estudio modelando algunos taludes de dos estados norteamericanos y cuantificando la influencia que, sobre el comportamiento de los drenes, tenían factores tales como su elevación dentro del talud, su longitud y su espaciamiento, así como los cambios en la relación de permeabilidad anisotrópica del suelo (k_h/k_v). Como resultado del estudio, se elaboraron unas gráficas que pueden ayudar en la selección de los diferentes parámetros para un diseño razonable del sistema de drenaje horizontal. Las gráficas representan el incremento que sufre el factor de seguridad mínimo del talud (ΔF) en relación con la condición original (F_0), para diferentes variaciones en la elevación, la longitud y la separación entre drenes, y diferentes relaciones de la

permeabilidad anisotrópica del suelo (Figuras 5.69, 5.70 y 5.71). El documento no indica nada en relación con la inclinación de los drenes, ni con el área perforada o ranurada de la tubería (Referencia 5.48).

Las formas de las curvas que aparecen en estas figuras permiten algunas conclusiones de carácter general que, en su mayoría, parecen obvias:

- 1) Desde el punto de vista de la estabilidad, resulta más eficiente instalar los drenes a lo largo de pie del talud que a mayores elevaciones.
- 2) La estabilidad se incrementa con el aumento en la longitud de los drenes, pero sólo hasta el punto en que ellos cruzan la superficie de falla. En el talud modelado, la superficie de falla se encontraba a 50 metros de la superficie del talud.
- 3) Al aumentar la separación entre los drenes se reduce el incremento en el factor de seguridad.
- 4) En todos los casos, el efecto es mayor cuando la relación (k_h/k_v) es más baja.
- 5) A igualdad de condiciones internas, los taludes empinados requieren más drenes que los tendidos para alcanzar el mismo nivel de estabilidad.

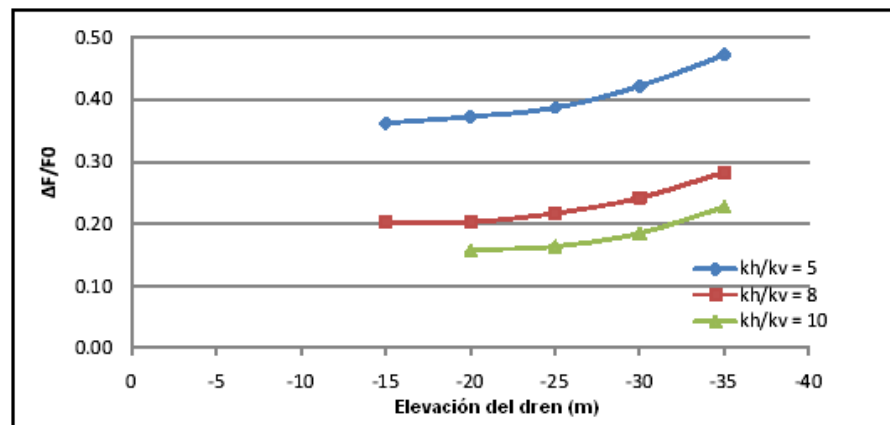


Figura 5.69. - Aumento en el factor de seguridad vs elevación de los drenes

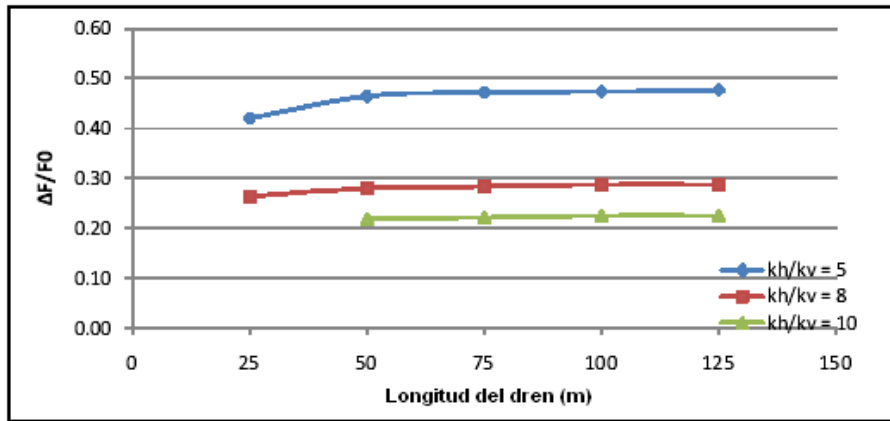


Figura 5.70. - Aumento en el factor de seguridad vs longitud de los drenes

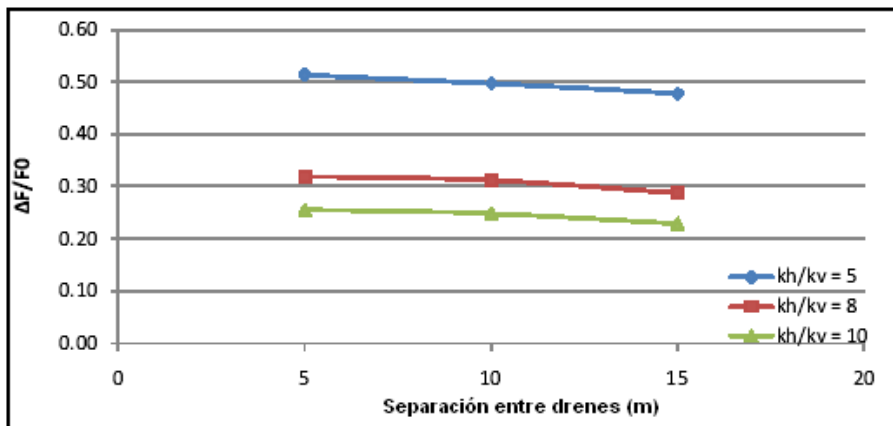


Figura 5.71. - Aumento en el factor de seguridad vs separación entre drenes

5.4.5. Diseño del drenaje de muros de contención

Ante todo, cualquier muro de contención debe tener un adecuado sistema de drenaje superficial. En ese sentido, se debería colocar siempre una capa impermeable en la parte superior del relleno para reducir la infiltración del agua lluvia (Figura 5.72).

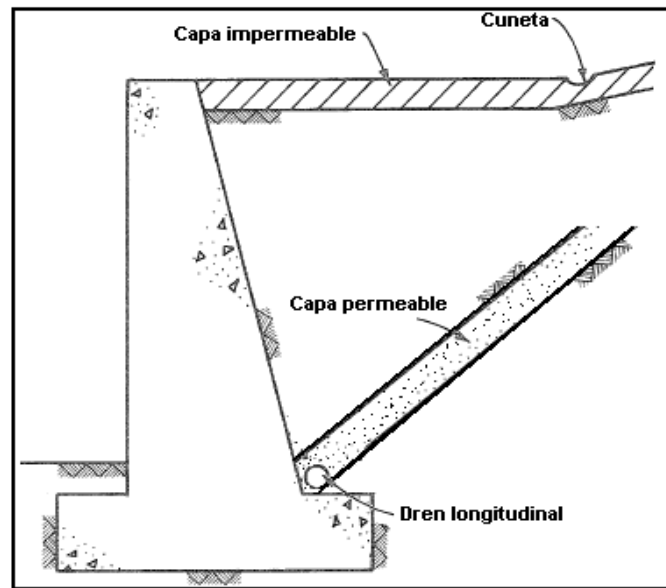


Figura 5.72. - Capa impermeable sobre el relleno de un muro de contención

Como se mencionó en el numeral 5.1.6.7, los muros de contención requieren un sistema de drenaje en su respaldo para eliminar los excesos de presión hidrostática en el plano de falla del relleno y en la pared del muro, debido a la filtración del agua subterránea y a la infiltración del agua superficial.

En relación con la captación del agua subterránea, la idea es que se redirija el flujo, impidiendo la acumulación de agua en el respaldo del muro y el consecuente desarrollo de presiones hidrostáticas. En ese sentido, las disposiciones 4 y 5 de la Figura 5.14 son las más recomendables para uso rutinario en las carreteras de la red vial nacional.

La disposición 4 es, sin duda, la más común y consiste en la colocación del dren de manera continua cubriendo todo el respaldo, preferentemente en una sola capa. El espesor del dren debe ser tal, que garantice su continuidad dentro del procedimiento constructivo. Ello se logra con un espesor mínimo de 30 centímetros en muros bajos, pudiéndose aumentar hasta 50 centímetros en los de mayor altura (Referencia 5.6). La descarga del manto drenante se puede hacer parcialmente a través de los lloraderos y, principalmente, disponiendo una tubería perforada en el fondo, con salida fácil hacia ambos extremos del muro.

La disposición 5, con el dren inclinado en la dirección del plano potencial de falla, es un poco más costosa y compleja de construir, pero anula completamente las presiones neutras sobre dicho plano, como se observa en el esquema inferior de la Figura 5.73.

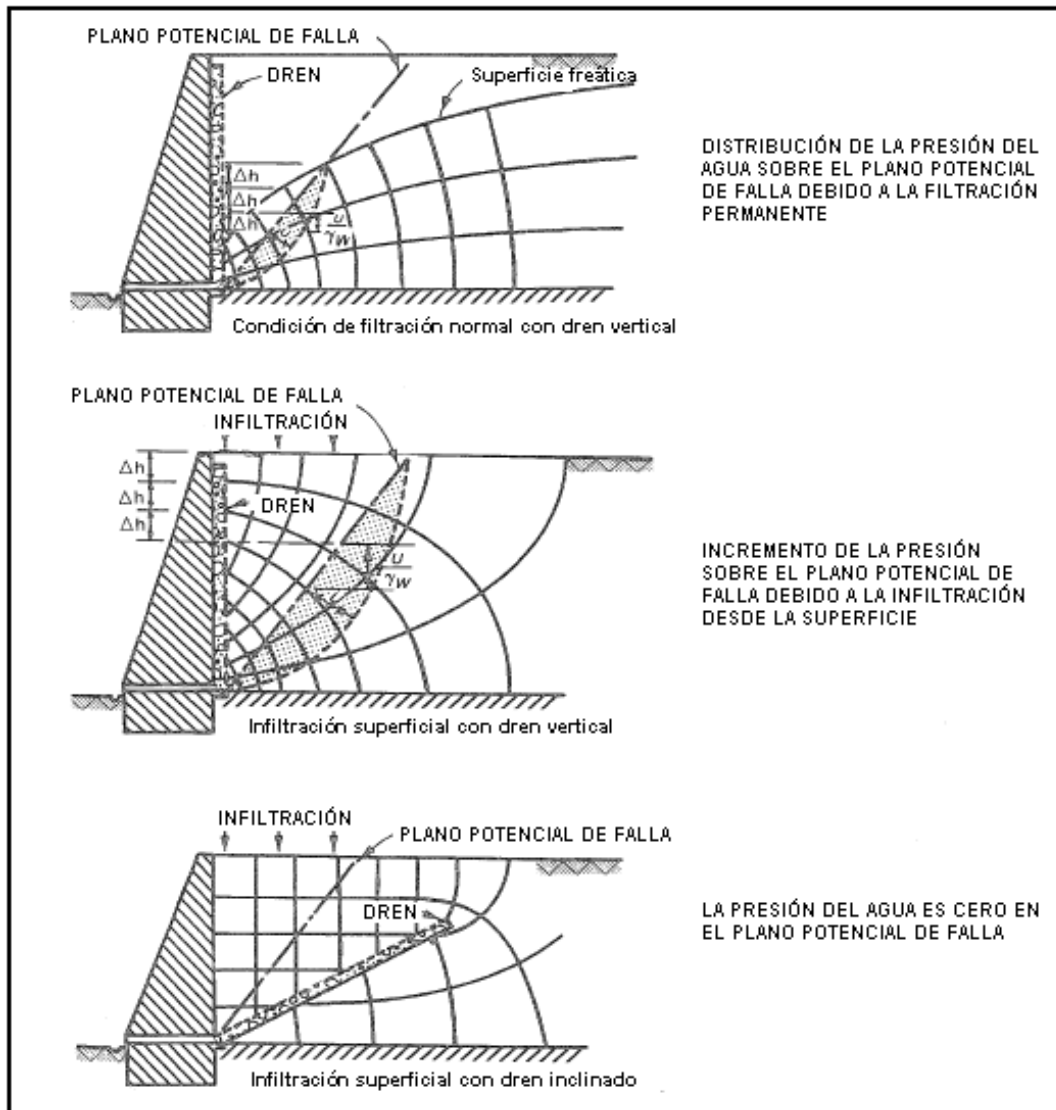


Figura 5.73. - Efecto de la localización del dren sobre el exceso de la presión hidrostática en el plano potencial de falla

La efectividad del sistema de drenaje de un muro de contención se valora mediante técnicas de mecánica de suelos, cuantificando el empuje del relleno sobre el muro, usando cualquier método validado. Para considerar la situación del efecto neutralizado del agua por la instalación del dren se dibuja una red de flujo, como las que muestra la Figura 5.73, y se calculan las presiones correspondientes. Rico y del Castillo presentan un ejemplo en el que se demuestra que, en un caso de filtración de agua, la colocación de un dren inmediato al respaldo del muro hace que el empuje sea del mismo orden de magnitud del correspondiente al relleno en condición seca (Referencia 5.6).

5.4.6. Subpresión debida a filtración

5.4.6.1. Generalidades

Cuando se produce filtración bajo una estructura impermeable como, por ejemplo, un muro de contención de concreto, la parte inferior de ella está sometida a una fuerza, denominada subpresión, que tiende a levantarla. Por lo tanto, la determinación de la magnitud de esta fuerza es importante en el análisis de estabilidad de la estructura. La subpresión en este tipo de estructuras se puede determinar con ayuda de una red de flujo o empleando la teoría de “creep”.

Donde las condiciones del suelo en las partes adyacente e inferior de la estructura se pueden asumir como homogéneas, se pueden emplear métodos simplificados, como el de la línea de filtración, el cual se ilustra en la Figura 5.74 (Referencia 5.49). Sin embargo, el diseñador deberá asegurar siempre que las presiones de agua que utiliza se basan en una adecuada consideración de las condiciones reales del suelo.

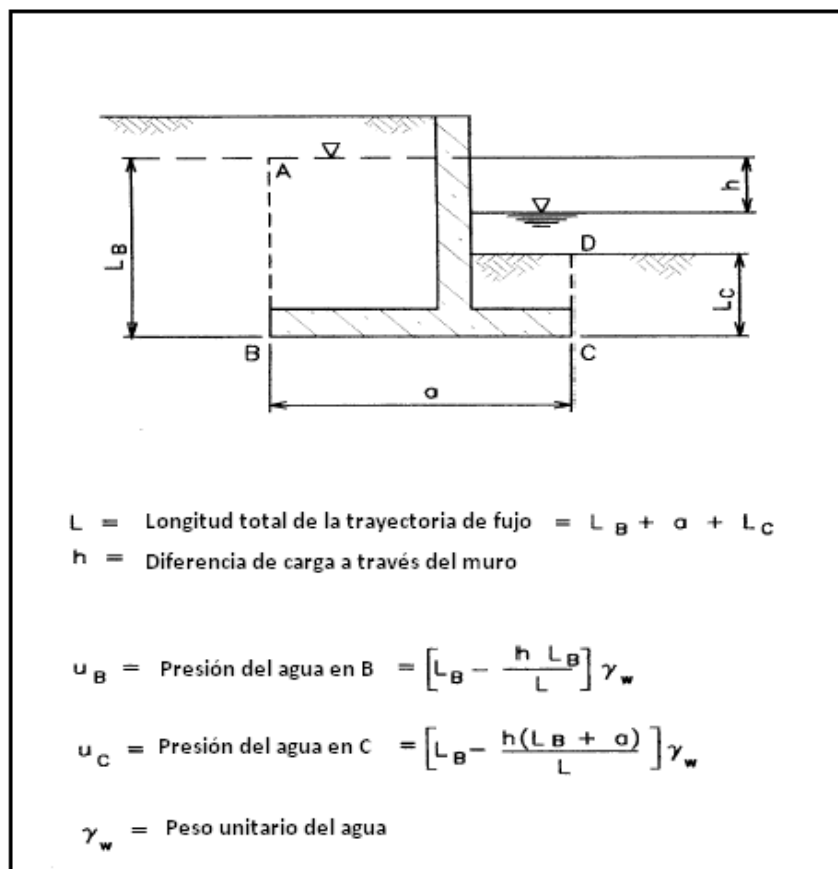


Figura 5.74. - Método de la línea de filtración para presiones de agua

En relación con la figura, las subpresiones en los extremos de la base del muro (puntos B y C) se estiman asumiendo que la carga varía de manera lineal a lo largo de la trayectoria más corta posible de la filtración (ABCD). Si la base del muro tiene una llave (Figura 5.75), el punto B quedará en la parte inferior de ella y la línea BC se traza en diagonal. Si las permeabilidades en sentido horizontal y vertical son diferentes, se deben hacer los ajustes geométricos de los diferentes segmentos a lo largo de la línea de filtración de acuerdo con la relación entre esos dos parámetros.

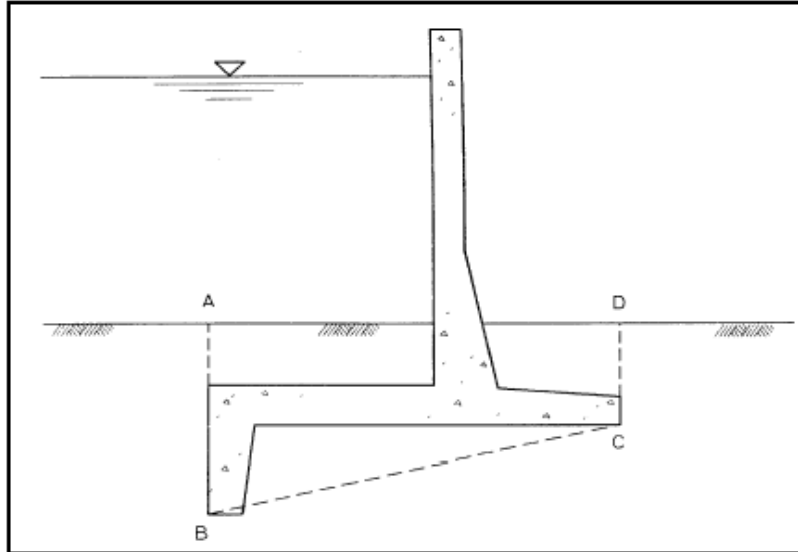


Figura 5.75. - Trayectoria de filtración para un muro con llave

El análisis consistirá en comparar la subpresión con la presión ejercida por la estructura y su relleno acompañante en diferentes puntos de la base y, establecer si ésta supera a aquélla para obtener un factor de seguridad razonable. Si no se logra, el diseñador deberá considerar alguna medida de protección como por ejemplo, la prolongación de la base del muro aguas arriba, la construcción de una cortina impermeable en la base de la estructura (Figura 5.76) o, inclusive, el anclaje de la estructura en un estrato competente.

5.4.6.2. Cálculos de la subpresión para fundaciones en roca

Cuando la fundación de la estructura es rocosa, la filtración bajo la estructura ocurre fundamentalmente en las juntas y grietas y no de manera uniforme a través de los poros como ocurre en los suelos. Consecuentemente, las suposiciones de isotropía, homogeneidad y el uso de un modelo de análisis bidimensional empleado para las fundaciones sobre suelo resultan, generalmente, faltos de validez. Las magnitudes de la carga total, de la

subpresión y de la filtración son altamente dependientes del tipo, tamaño, orientación y continuidad de las juntas y las grietas de la masa rocosa y del tipo y grado de tratamiento que se brinde a la fundación durante la construcción. Para estructuras fundadas sobre roca se puede asumir que la trayectoria total de filtración es igual a la longitud de la base de la estructura que está sometida a compresión.

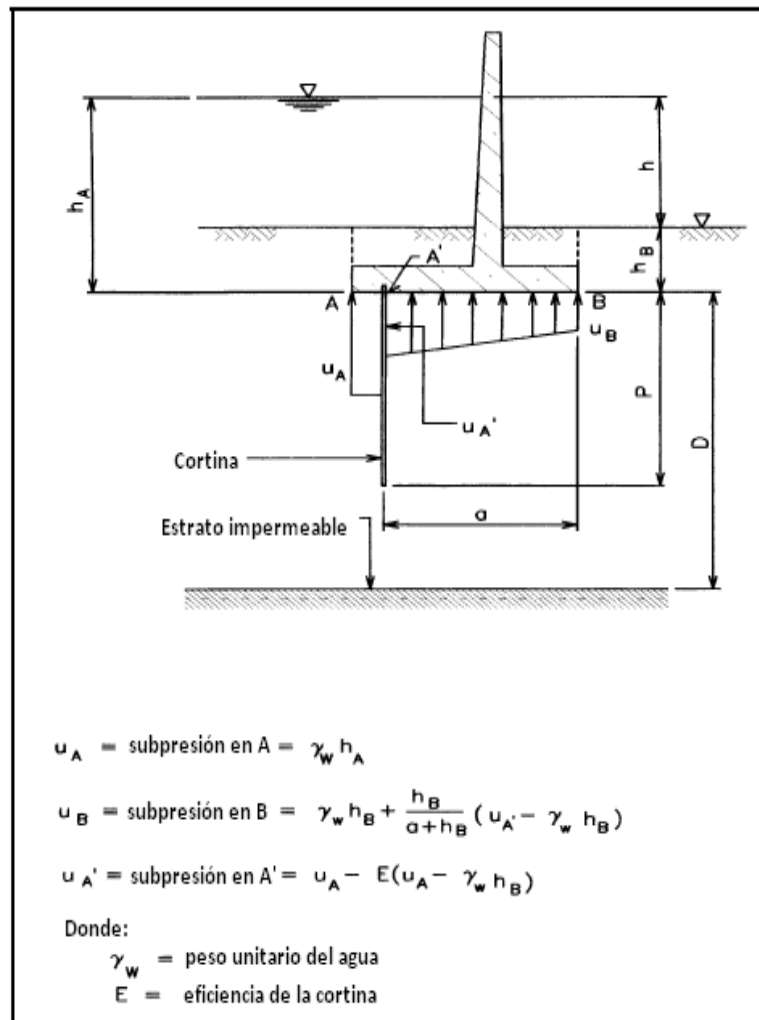


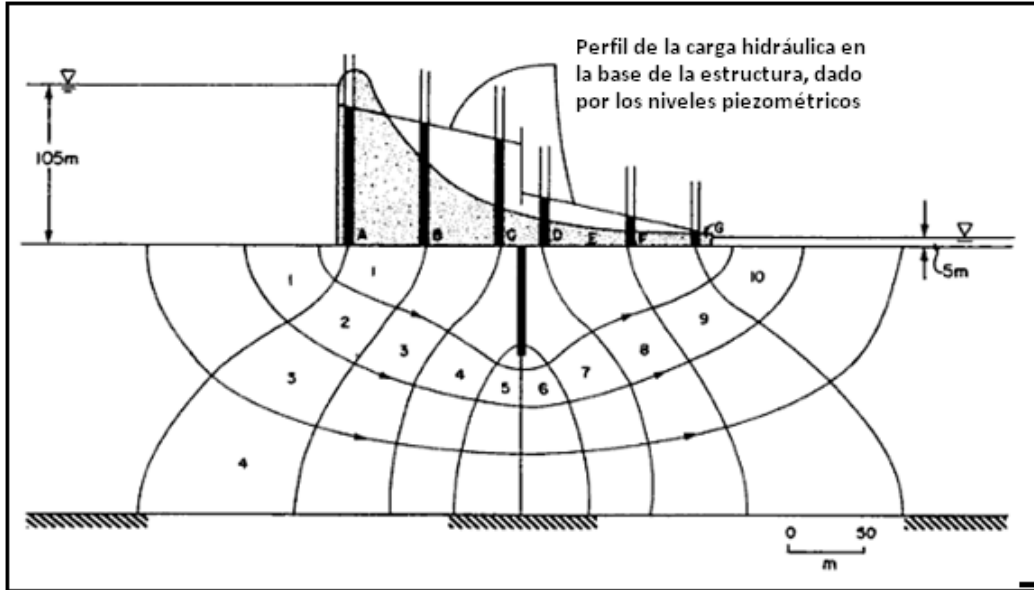
Figura 5.76. - Diagrama de subpresión con la cortina

5.4.6.3. Uso de redes de flujo para el cálculo de la subpresión

Como se indicó en el numeral 5.4.6.1, la subpresión se puede estimar con la ayuda gráfica de una red de flujo. La explicación del procedimiento es más fácil si se visualiza con la ayuda de un ejemplo. El que se presenta a continuación, si bien se refiere a una presa de concreto, permite comprender con facilidad el procedimiento (Referencia 5.50).

Ejemplo

Analizar la subpresión en la base de la presa que muestra la figura y determinar si la estructura es estable por este concepto.



Solución

Los niveles piezométricos que aparecen en la figura son las alturas que alcanzaría el agua en piezómetros hipotéticamente colocados en la base de la presa en los sitios señalados. Si se analiza, por ejemplo, la carga hidráulica en el punto A, se tiene:

$$h_A = 105 \cdot \frac{\Delta H}{10} = 105 \cdot \frac{(105 - 5)}{10} = 95 \text{ m}$$

Y usando los factores de conversión apropiados, la carga hidráulica se convierte en presión:

$$p_A = h_A \cdot \gamma_w \cdot g = 95 \cdot 1.0 \cdot 9.81 = 932 \text{ kPa}$$

Así mismo, suponiendo que en el punto A la presa tiene una altura de 115 metros y que el peso unitario del concreto es 2.35 Mg/m³, la presión estática ejercida por la estructura en ese punto es:

$$p_{E(A)} = h_{E(A)} \cdot \gamma_c \cdot g = 115 \cdot 2.35 \cdot 9.81 = 2,651 \text{ kPa}$$

Realizando cálculos similares para los puntos B a G de la figura, se obtienen los valores presentados en la siguiente tabla, en cuya última columna se incluyen unos factores de seguridad, obtenidos mediante la relación entre las presiones debidas a la carga estática y las debidas a la subpresión.

PUNTO	CARGA	SUBPRESIÓN (kPa)	ALTURA DE LA ESTRUCTURA (m)	PRESIÓN DE LA ESTRUCTURA (kPa)	FACTOR DE SEGURIDAD
A	95	932	115	2,651	2.84
B	85	834	50	1,152	1.38
C	75	736	25	576	0.78
D	35	343	15	346	1.01
E	30	294	10	231	0.79
F	25	245	8	184	0.75
G	15	147	8	184	1.25
		3531		5325	1.50

Aunque el factor de seguridad total es aceptable, los resultados indican unas condiciones marginalmente inestables en C, E y F y muy en el límite en D, cuya solución implicaría un rediseño de la estructura, de manera que su espesor fuera mayor en los puntos en conflicto.

5.4.7. Pozos verticales de alivio

Se pueden proyectar o construir con carácter provisional o permanente para el tratamiento de cortes y el cimiento de terraplenes, tanto de manera individual como formando alineaciones en las que los pozos se suelen conectar entre sí (Figura 5.13). Generalmente, las perforaciones son del orden de 40 a 60 centímetros de diámetro y dentro de ellas se coloca un tubo perforado o ranurado de 10 a 15 centímetros de diámetro, rellenando el espacio entre ambos con un material granular drenante.

Los pozos se deben disponer de manera que se interpongan en el flujo de agua hacia la masa que se desea proteger. Su profundidad, separación, diámetro y caudal inciden tanto en la efectividad del sistema como en su costo, y dependen de las características hidrogeológicas de la zona a drenar. Separaciones entre 5 y 10 metros han sido reportadas como típicas.

Cuando exista una superficie de deslizamiento o una zona inestable, se deberá procurar que ni los pozos ni sus posibles conexiones las atraviesen. En caso contrario, este aspecto se deberá tener en cuenta efectuado un dimensionamiento de su sección de manera consecuente, puesto que la rotura de un pozo implicaría la acumulación de agua en una zona donde lo que se pretende es precisamente evacuarla.

Siempre que sea posible, se dispondrá una solera de concreto, cuyo espesor no deberá ser menor de 50 centímetros. También, se deberá rellenar con concreto el espacio anular en las zonas en que se dispongan las conexiones,

galerías o perforaciones de evacuación del agua o comunicación entre pozos.

Los pozos se pueden comunicar entre sí mediante perforaciones o galerías ejecutadas desde la superficie o desde otros pozos, con el fin de que dispongan el drenaje por gravedad o de centralizar el sistema de bombeo. En caso de que no se disponga de conexión, cada pozo se deberá desaguar de manera independiente o dotarse de sistemas individuales de bombeo. Si el desagüe se efectúa individualmente y por gravedad, su interior se podrá rellenar con material granular drenante, previa justificación específica para cada pozo.

Los pozos se deberán cerrar con tapas que impidan la entrada de agua lluvia o escorrentía superficial. En inmediaciones de los pozos equipados con sistemas de bombeo, se deberán disponer casetas para albergar los equipos y los sistemas auxiliares requeridos.

Para un flujo horizontal que se dirige hacia el pozo desde el terreno circundante, el cual se supone saturado, la gráfica de la Figura 5.77 (Referencia 5.12) permite determinar el factor de forma de la red de flujo (N_f/N_d) en torno al tubo perforado o ranurado, en función de los diámetros del tubo (D_t) y del pozo (D_p). Calculado el factor de forma, el gasto por eliminar se determina con la ecuación:

$$Q = k h \frac{N_f}{N_d} L \quad [5.71]$$

- Donde:
- k: Coeficiente de permeabilidad del material filtrante.
 - h: Carga hidráulica que produce el flujo (en general, deberá ser estimada).
 - N_f : Número de canales de flujo.
 - N_d : Número de caídas de potencial.
 - L: Profundidad del pozo.

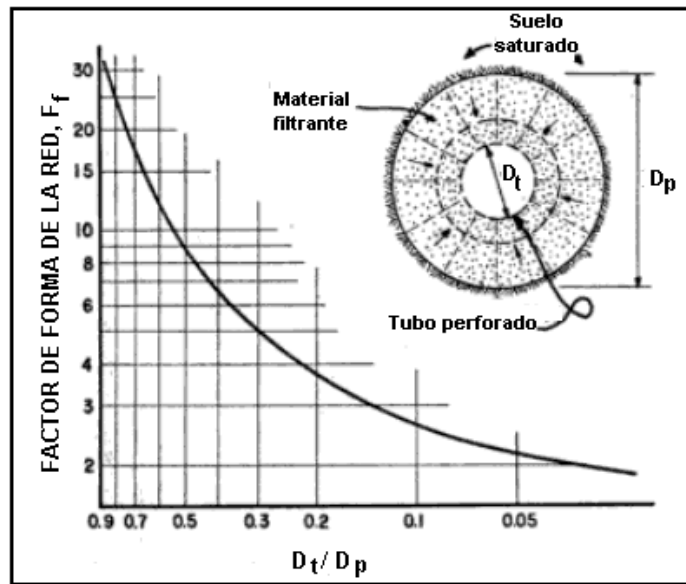


Figura 5.77. - Factor de forma de la red de flujo en torno a un tubo perforado o ranurado

La Figura 5.78 (Referencia 5.12) muestra el gasto que se colecta en el fondo del pozo de alivio, cuando el drenaje se hace por medio de una galería conectada al fondo o por un dren horizontal que aflora en esa zona del pozo. Como se observa en ella, el gasto es función de la permeabilidad del material filtrante y del diámetro del pozo.

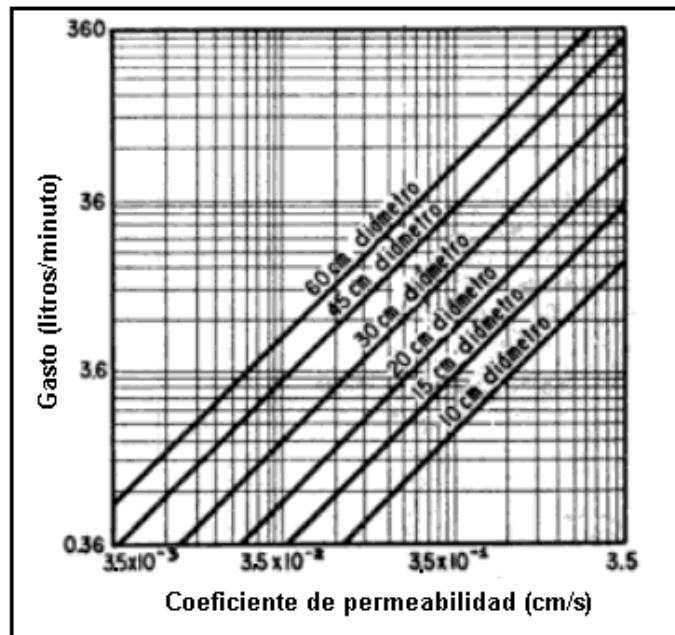


Figura 5.78. - Gasto en un pozo de alivio

5.5. TRABAJOS GEOTÉCNICOS ESPECÍFICOS

La ejecución de algunos trabajos típicamente geotécnicos puede dar lugar, como resultado principal de ellos o como complemento de otros (por ejemplo: obras de estabilización, de contención, etc.), a una mejora de las condiciones de drenaje de las obras viales. Entre estos trabajos se pueden citar:

- 1) Pantallas verticales de impermeabilización, que aíslan una zona de los flujos de agua subterránea.
- 2) Galerías filtrantes, con las cuales se manejan aguas que se encuentran a profundidades que hacen imposible llegar a ellas por métodos de excavación a cielo abierto y donde las condiciones topográficas hacen difícil el empleo de drenes horizontales de penetración.
- 3) Técnicas de mejoramiento del terreno, que buscan mejorar la capacidad de soporte, la consolidación de suelos, la corrección de asentamientos y otros aspectos, basándose o llevando aparejada en buena parte de los casos, una mejora de las condiciones de drenaje de los terrenos, como es el caso de los drenes verticales de arena, las mechas drenantes, etc.
- 4) Técnicas de abatimiento del nivel freático, tales como lanzas de drenaje con vacío interior (conocidas como well points), que normalmente se aplican con carácter temporal pero que, en casos singulares, podrían ser permanentes.
- 5) Otras técnicas de mejoramiento del terreno que en su aplicación suponen un cambio en los flujos de agua o en las condiciones de permeabilidad, como la electroósmosis, la congelación artificial de suelos y los tratamientos con jet grouting u otros tipos de inyección.

5.6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 5.1 INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, "Manual de estabilidad de taludes", Santafé de Bogotá D. C., 1998.
- 5.2 AASHTO, "Guide for design of pavement structures", Washington D.C., 1993.
- 5.3 FORSYTH R. A., WELLS G. K., & WOODSTROM J. H., "Economic impact of pavement subsurface drainage", Transportation Research Record 1121, Transportation Research Board, Washington D.C., 1987.

- 5.4 CEDERGREN H. R., “Why all important pavements should be well drained”, Transportation Research Record 1188, Transportation Research Board, Washington D.C., 1988.
- 5.5 SANTI P.M., ELIFRITS C.D., “Landslide stabilization using wick drains” Final Report for NCHRP-IDEA Project 57, March 2001.
- 5.6 RICO A., DEL CASTILLO H., “La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Volumen 1”, Editorial Limusa, México, 1974.
- 5.7 HUNTINGTON W.C., “Earth pressures and retaining walls”, John Wiley and Sons, 1967.
- 5.8 MOULTON LYLE K., “Highway subdrainage design”, Publication FHWA-TS-80-224, Washington D.C., August 1980.
- 5.9 CASTILLO P. Y., “Exploraciones y estudios de suelos”, La Vialidad LTDA, Ingenieros Consultores, Bogotá D. E., Mayo de 1975.
- 5.10 HIGHWAY RESEARCH BOARD, “Acquisition and use of geotechnical information”, National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Practice No. 33, Washington, D. C., 1976.
- 5.11 FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, “Subsurface investigations – Geotechnical site characterization. Reference manual”, Publication No FHWA NHI-01-031, May 2002.
- 5.12 CEDERGREN, H. R., “Seepage, drainage and flow nets”, Second Edition, John Wiley and Sons, New York, 1977.
- 5.13 NEW YORK STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, “Test procedure for specific surface analysis, Geotechnical test procedure GTP-5. Revision # 2”, Geotechnical Engineering Bureau, April 2007.
- 5.14 TRL LIMITED, “Rational road drainage design”, R6990.
- 5.15 SHERARD, J. L., WOODWARD, R. J., GIZIENSKI, S. F., & CLEVINGER, B. S., “Earth and earth-rock dams”, John Wiley and Sons, Inc., New York. 1963.
- 5.16 ERES CONSULTANTS INC., “Techniques for pavement rehabilitation. Participant’s notebook”, Champaign, Illinois, October 1987.

- 5.17 STROM W.E., NETTLES E. H. & CALHOUN, C. C., "Study of drainage characteristics of base course materials". Highway Research Record No. 203. Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- 5.18 JUÁREZ BADILLO E. & RICO RODRÍGUEZ A., "Mecánica de suelos - Tomo III", Editorial Limusa, México, 1974.
- 5.19 INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, "Manual del diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito", Popayán, 1998.
- 5.20 FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION, Advisory Circular AC 15/5320-5C Change 1), 9/30/08.
- 5.21 HUANG, YANG H, "Pavement analysis and design", Chapter 8, Second Edition, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 2004.
- 5.22 CEDERGREN, H.R., ARMAN J.A. & O'BRIEN K.H., "Guidelines for the design of subsurface drainage systems for highway pavement structural sections", Report No. FHWA-RD-72-30, 1972.
- 5.23 MOULTON LYLE K. & SEALS R.K., "Determination of the in situ permeability of base and subbase courses", Final Report, Report No. FHWA-RD-79-88, Washington D.C., May 1979.
- 5.24 BARBER, E. S. & SAWYER, C. L., "Highway Subdrainage", Public Roads Vol. 26, No. 12. February 1952.
- 5.25 AASHTO, "Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures, Final document. Appendix SS: Hydraulic design, maintenance, and construction details of subsurface drainage systems", Champaign Illinois, February 2001.
- 5.26 FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, "Drainable pavement systems. Participant notebook. Demonstration project 87", Publication FHWA-SA-92-008; March 1992.
- 5.27 HIGHWAYS DEPARTMENT, "Road Note 8 Subsoil drainage for road pavements", RD/RN/008A, Hong Kong, March 2001.
- 5.28 MINISTERIO DE FOMENTO, "Recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carretera - Orden Circular 17/2003". Madrid, España. 2008.

- 5.29 CEDERGREN, H. R., ARMAN, J. A. & O'BRIEN, K. H., "Development of guidelines for the design of subsurface drainage systems for of guidelines for the design of subsurface drainage systems for highway pavement structural sections, Final Report", Federal Highway Administration, Washington D. C., February, 1973.
- 5.30 RIDGEWAY, H. H., "Infiltration of water through the pavement surface", Transportation Research Record No. 616, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1976.
- 5.31 AASHTO, "Guide for design of pavement structures", Volume 2, Washington D. C., August 1986.
- 5.32 MOULTON, LILE K., "Groundwater, seepage and drainage, a textbook on groundwater and seepage theory and its applications", 1979.
- 5.33 MALLELA, J., LARSON G.E., WYATT T., HALL J.P. & BARKER W., "User's guide for drainage requirements in pavements – DRIP 2.0 Microcomputer Program", FHWA Contract No. DTFH61-00-F-00199, July 2002.
- 5.34 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, "Instrucción 5.1. IC. Drenaje". Madrid, España, 21-06-65.
- 5.35 DONNAN W. W., "Drainage of agricultural lands using interceptor lines", Journal of the Irrigation and Drainage Division of ASCE, IR 1, March 1959.
- 5.36 KELLER J. & ROBINSON A. R., "Laboratory research on interceptor drains", Journal of the Irrigation and Drainage Division of ASCE IR 3, September, 1959.
- 5.37 GILBOY G., "Hydraulic-fill dams", Proceedings International Committee on Large Dams, Stockholm, 1933.
- 5.38 ARAVIN, V. I. & NUMEROV, S. N., "Theory of fluid flow in undeformable porous media", Gostekhizdat, Moscow, 1953.
- 5.39 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, "Nota Técnica No. 6. El drenaje interno de las carreteras", Misión Francesa INGEROUTE, Bogotá D.E., Julio de 1974.
- 5.40 TRANSPORT RESEARCH LABORATORY, "A guide to the structural design of bitumen – surfaced roads in tropical and subtropical countries", Overseas Road Note 31, Crowthorne, Berkshire, U.K. 1993.

- 5.41 BLACK W.P.M., "A method of estimating the CBR of cohesive soils from plasticity data", *Geotechnique*, December 1962.
- 5.42 GOURLEY C. S. & GREENING P.A.K., "Performance of low volume sealed roads: results and recommendations from studies in southern Africa". TRL Limited, Crowthorne, 1999.
- 5.43 MARTIN R.P., SIU K.L. & PREMCHITT J., "Performance of horizontal drains in Hong Kong", *Geo Report No. 42*, Hong Kong, December 1994.
- 5.44 MCKAY S.E., "Geotechnical analysis of horizontal drains as a landslide mitigation method in western Washington", University of Nevada, Reno, August 2006.
- 5.45 SUÁREZ J., "Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales", Capítulo 13.
- 5.46 SUÁREZ J., "Deslizamientos. Técnicas de remediación", www.erosion.com
- 5.47 HALCROW GROUP LIMITED, "Review of the use of horizontal drainage systems. Final Report", Cardiff Wales, January 2007.
- 5.48 PATHMANATHAN M. L., "Numerical simulation of the performance of horizontal drains for subsurface slope stabilization", Washington State University, May 2009.
- 5.49 US ARMY CORPS OF ENGINEERS, "Stability analysis of concrete structures", Engineering Manual EM 1100-2-2100, Washington D.C., December 2005.
- 5.50 WATSON I. & BURNETT A.D., "Hydrology. An environmental approach. Theory and applications of ground water and surface water for engineers and geologists", CCR Press LLC, 1995.



Socavación

6

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 6. SOCAVACIÓN	6 - 1
6.1. CONSIDERACIONES GENERALES	6 - 1
6.1.1. Introducción	6 - 1
6.1.2. Estudios hidrológicos	6 - 2
6.1.3. Estudios hidráulicos	6 - 2
6.1.3.1. Sedimentos	6 - 2
6.1.3.2. Reducción de la sección hidráulica	6 - 2
6.1.4. Estudios geológicos y geotécnicos	6 - 3
6.1.5. Estudios topográficos	6 - 3
6.2. MÉTODOS EMPLEADOS PARA ESTIMAR LA SOCAVACIÓN	6 - 3
6.2.1. Socavación general en cauces definidos	6 - 5
6.2.1.1. Método de Lischtván - Lebediev	6 - 5
6.2.1.2. Método de Maza Álvarez	6 - 11
6.2.1.3. Método de Maza Álvarez - Echavarría Alfaro (1973)	6 - 12
6.2.1.4. Método de Blench (1969)	6 - 13
6.2.1.5. Ejemplo de Aplicación	6 - 14
6.2.2. Socavación por contracción	6 - 19
6.2.3. Socavación local	6 - 23
6.2.3.1. Socavación local en pilas	6 - 25
6.2.3.1.1. Método de la Universidad Estatal de Colorado, CSU (1975)	6 - 25
6.2.3.1.2. Método de Laursen y Toch (1956)	6 - 29
6.2.3.1.3. Método de Maza-Sánchez (1968)	6 - 32
6.2.3.2. Socavación en estribos	6 - 38
6.2.3.2.1. Método de Froehlich	6 - 39
6.2.3.2.2. Método HIRE	6 - 41
6.2.3.2.3. Método de Artamanov	6 - 42
6.3. APLICACIÓN DE SOFTWARE PARA EL CALCULO DE SOCAVACION EN PUENTES	6 - 45
6.3.1. Generalidades	6 - 45
6.3.2. Socavación por contracción	6 - 46

6.3.3.	Cálculo de la socavación local en pilas	6 - 46
6.3.4.	Cálculo de la socavación local en los estribos	6 - 47
6.3.5.	Cálculo de la socavación total en el puente	6 - 47
6.3.6.	Ejemplo de aplicación	6 - 47
6.4.	SOCAVACIÓN EN OBRAS MENORES	6 - 55
6.5.	MEDIDAS PREVENTIVAS Y DE PROTECCIÓN CON LOS PROCESOS DE SOCAVACIÓN	6 - 56
6.5.1.	Generalidades	6 - 56
6.5.2.	Criterios de diseño en puentes para minimizar la socavación	6 - 56
6.5.2.1.	Selección del sitio	6 - 57
6.5.2.2.	Diseño de la cimentación para minimizar la socavación	6 - 58
6.5.3.	Obras correctivas para el control de la socavación.	6 - 59
6.5.4.	Protección lateral de cauces.	6 - 61
6.5.4.1.	Consideraciones generales	6 - 61
6.5.4.2.	Diseño de espigones	6 - 62
6.5.4.2.1.	Localización en planta	6 - 62
6.5.4.2.2.	Longitud de los espigones	6 - 65
6.5.4.2.3.	Separación entre espigones	6 - 65
6.5.4.2.4.	Elevación y pendiente de la corona	6 - 67
6.5.4.2.5.	Ángulo de orientación de los espigones con respecto a la orilla	6 - 67
6.5.4.2.6.	Permeabilidad del espigón	6 - 69
6.5.4.2.7.	Socavación local en los espigones	6 - 69
6.6.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	6 - 69

CAPÍTULO 6. SOCAVACIÓN

6.1. CONSIDERACIONES GENERALES

6.1.1. Introducción

Este capítulo presenta los procedimientos, métodos y ecuaciones a ser considerados para los análisis de socavación en puentes y obras menores que se deben adelantar durante el desarrollo de un proyecto de drenaje en la red vial nacional. Así mismo, al final del capítulo se presentan las medidas preventivas contra los procesos de socavación y las de protección lateral de cauces.

La ocurrencia de crecientes extremas conduce a los procesos de socavación general en cauces y local alrededor de pilas y estribos que, sumados a factores de índole hidráulica y geotécnica, inadecuadamente analizados, se convierten en las causas más comunes de falla de los puentes.

Se debe tener en cuenta que un estudio de socavación no sólo se debe basar en los resultados que arrojen las ecuaciones indicadas a lo largo de este manual u otro, sino que deberá primar la experiencia, el conocimiento de las diferentes variables, las limitaciones y los rangos de aplicación de las ecuaciones a utilizar y, sobre todo, el buen criterio del proyectista, que garantice la obtención de los valores adecuados de socavación que aseguren la estabilidad de la estructura, sin redundar en una cimentación extremadamente costosa.

En los análisis de socavación general y local, ya sea en puentes o en obras hidráulicas menores, el proyectista deberá tener un conocimiento integral de los aspectos hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y topográficos del sitio en estudio. Por tal razón, resultan de gran importancia estos estudios y el nivel de análisis de la información primaria y secundaria recopilada durante la etapa previa de ellos. Por otro lado, la evaluación de la socavación en puentes y, en general, en estructuras hidráulicas, es un tema sobre el que no se ha dicho la última palabra, por lo que aún se trabaja en el desarrollo de metodologías para determinar la profundidad de socavación al presentarse una creciente. En general, las diferentes ecuaciones propuestas para el cálculo de la socavación son el resultado de investigaciones de laboratorio con limitada verificación en campo, razón por la cual la profundidad de socavación calculada puede diferir entre un autor y otro.

6.1.2. Estudios hidrológicos

La profundidad de socavación, ya sea de tipo general o local, necesariamente está asociada a la creciente que pasa por la sección hidráulica del sitio previsto para el puente. El caudal de creciente mínimo de diseño que debe ser considerado en cualquier análisis de socavación debe corresponder al de un periodo de retorno de 100 años.

La metodología y las distintas formulaciones para el cálculo de los caudales de crecientes se presentan en el Capítulo 2 de este Manual.

6.1.3. Estudios hidráulicos

Los estudios hidráulicos para el proyecto de un puente y para los análisis de socavación se presentan en el Capítulo 4 de este Manual.

6.1.3.1. Sedimentos

Como complemento a las recomendaciones del estudio hidráulico, es importante la determinación de las características físicas del material del cauce y de los diferentes estratos del subsuelo que puedan llegar a ser socavados durante las crecientes extremas. Por tal razón, en todo análisis de socavación se deben tomar muestras representativas del material del fondo.

Entre las propiedades del material de la corriente requeridas en un estudio de socavación se encuentran las siguientes:

- Distribución granulométrica y densidad para suelos no cohesivos.
- Peso volumétrico seco de los materiales cohesivos.

6.1.3.2. Reducción de la sección hidráulica

En un estudio para un puente, el proyectista debe evitar, en lo posible, reducir el área hidráulica de la sección del cauce, por lo cual debe prever proyectar la menor cantidad de obstáculos como pilas dentro de la corriente. Los estribos se deben localizar por fuera del cauce principal y de la planicie de inundación, ya que cualquier reducción, por mínima que sea, produce una mayor capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de la reducción hidráulica del cauce, que podría conducir a la aparición de fenómenos de socavación local en los referidos estribos o pilas.

6.1.4. Estudios geológicos y geotécnicos

La cantidad y las características de los sedimentos dependen principalmente de la geología, especialmente de la litología, la estructura del suelo y la meteorización del mismo. Por tal razón, el conocimiento de las condiciones geológicas que rigen los procesos de socavación de un cauce, complementado con los estudios geotécnicos, son de gran importancia para calcular su magnitud.

6.1.5. Estudios topográficos

Con el objeto de adelantar los análisis hidráulicos y de socavación, es necesario disponer del levantamiento topográfico y batimétrico de precisión de la zona de cruce del puente en el cauce. En la sección hidráulica de la corriente a salvar se deberán indicar el ancho y el nivel de aguas máximas para la creciente de diseño. En lo posible, este nivel se debe validar con los niveles observados por los moradores de la zona o por vestigios que quedan como huella durante las épocas de crecientes.

6.2. MÉTODOS EMPLEADOS PARA ESTIMAR LA SOCAVACIÓN

En cualquier estudio de socavación total de un puente, el proyectista debe considerar cuatro aspectos básicos:

- 1) Degradación o agradación general del cauce a largo plazo, ya sea debido a causas naturales motivadas por el efecto acumulado a través del tiempo del paso de crecientes, o por causas externas originadas, por ejemplo, por la construcción de presas o por la alteración antrópica de la cuenca (deforestación, urbanización, explotación minera, etc.), lo cual trae como consecuencia la alteración del equilibrio entre el suministro de sedimentos por la cuenca y el transporte de éstos por la corriente.
- 2) Socavación por migración lateral de la corriente, la cual se presenta básicamente por la divagación de la corriente, ya sea en tramos meándricos o rectos y que de no evaluarse de manera adecuada, puede terminar por afectar la infraestructura de un puente.
- 3) Socavación general, que es a la que se hace referencia en este Manual, tiene que ver con el descenso generalizado de lecho de la corriente durante el paso de la creciente de un periodo de retorno de 100 años y que se sucede en tramos rectos; en una contracción ya sea de tipo natural o motivada por una obra (estribos, puentes, espigones, etc.) y en los tramos de curvas en los ríos.

4) Socavación local en estribos y pilas.

Este Manual sólo tratará los métodos de cálculo de la socavación general y local en estribos y pilas. La evaluación cualitativa y cuantitativa de la agradación o degradación general de cauces a largo plazo y la socavación por divagación o migración lateral de las corrientes, generalmente requieren un conocimiento importante en temas de transporte de sedimentos y de mecánica de ríos, cuyos análisis se encuentren por fuera del alcance de este Manual que es de tipo general.

El proyectista deberá considerar que algunos de los métodos que se describen en este capítulo para la estimación de la socavación, se han desarrollado dependiendo de que ocurra o no transporte de sedimentos en el cauce. Por tal razón, la socavación se puede presentar bajo dos formas, la primera como condición de lecho móvil (lived-bed), la cual ocurre cuando se considera transporte de sedimentos desde aguas arriba hasta el sitio del puente, depositándose parte de este sedimento en la fosa de socavación, y la segunda es socavación por agua clara (clear-water) que ocurre cuando no hay transporte de sedimentos desde aguas arriba y, por lo tanto, el material removido de la fosa socavada no es reemplazado.

El criterio que permite definir bajo qué condiciones se debe llevar a cabo un análisis de socavación corresponde a:

- Si la velocidad media del flujo en el tramo de aguas arriba (V) es igual o menor que la velocidad crítica con la cual se inicia el movimiento de las partículas (V_c) referida al diámetro medio (d_{50}) del material del lecho, la socavación será por condiciones de aguas claras (clear-water).
- Si la velocidad media del flujo en el tramo de aguas arriba (V) es mayor que la velocidad crítica con la cual se inicia el movimiento de las partículas (V_c) referida al tamaño medio del material, se tendrá socavación por movimiento de lecho (live-bed).

La velocidad media se determina según la ecuación de Manning y para calcular la velocidad crítica se puede aplicar la siguiente ecuación (Referencia 6.2):

$$V_c = 6.19 Y_0^{1/6} d_{50}^{1/3} \quad [6.1]$$

Donde: V_c : Velocidad crítica por encima de la cual el material de lecho con tamaño d_{50} o más pequeño es transportado, en metros por segundo (m/s).

Y_0 : Profundidad del flujo, en metros (m).

d_{50} : Diámetro de la partícula de lecho de una muestra, en la cual el 50% es más fino, en metros (m).

6.2.1. Socavación general en cauces definidos

El conocimiento del descenso del nivel del lecho de un río, a causa de la socavación general, es de gran importancia en el diseño de puentes. En este proceso de degradación del lecho por el paso de una creciente asociada a un periodo de retorno, pueden quedar al descubierto capas del subsuelo que, dependiendo de la estratificación del cauce, podrían corresponder a un solo material, condición conocida como homogénea, o a estratos con materiales distintos al que forma el lecho inicial del cauce, condición conocida como heterogénea.

Para calcular la socavación general se requiere la siguiente información:

- Sección transversal del cauce del sitio a salvar por la estructura, indicando el nivel del agua para el caudal de diseño asociado a su periodo de retorno.
- Caudal de diseño asociado a su periodo de retorno.
- Características físicas del material del fondo inicial y de los diferentes estratos del subsuelo que puedan ser descubiertos y erosionados durante el paso de la creciente seleccionada. Los datos más importantes son la densidad y la granulometría de suelos no cohesivos y el peso volumétrico seco de los materiales cohesivos.

Existen muchos métodos para evaluar la socavación general, siendo el más utilizado en el medio colombiano el propuesto por Lischtvan - Lebediev. Asimismo, se emplean otros métodos como el de Maza Álvarez, Maza Álvarez - Echavarría Alfaro y el de Blench, entre otros.

En este Manual, por su amplio rango de aplicación, se ahondará en el método de Lischtvan – Lebediev, y se presentará una breve descripción de los otros métodos.

6.2.1.1. Método de Lischtvan - Lebediev

Es el método de mayor aplicación para determinar la socavación general en el lecho de una corriente y también se puede emplear para estimar la socavación por contracción en el caso que se vaya a proyectar un puente,

por lo cual el efecto de la contracción no debe adicionarse a los valores de socavación obtenidos. El criterio propuesto por Lischtván – Lebediev (Referencia 6.6) se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media real del flujo y la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo; la profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene al igualar las ecuaciones de la velocidad real y la velocidad erosiva. Dependiendo del material que conforma el lecho del río, que podría corresponder a suelos de tipo granular o cohesivos, para cada caso se propone una ecuación que permite hallar la profundidad de socavación.

La deducción de las ecuaciones que se presentan, tanto para suelos granulares como para suelos cohesivos, se pueden consultar en la Referencia 6.5. En la Figura 6.1 se presentan las principales variables.

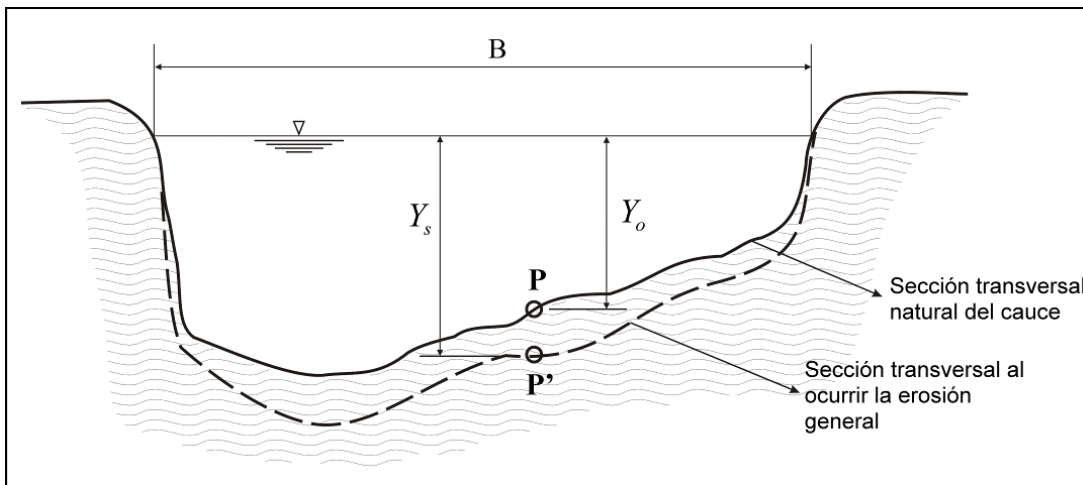


Figura 6.1. - Socavación General – Definición de variables (Referencia 6.5)

– Suelos granulares

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_o^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+Z}} \quad [6.2]$$

Donde: Y_s : Profundidad del flujo después de ocurrida la socavación. Se mide desde el nivel del agua cuando pasa la creciente, hasta el nivel del fondo del cauce erosionado, en metros (m).

Y_o : Profundidad inicial existente en una línea vertical predeterminada de la sección medida desde el nivel

del agua cuando pasa la creciente, hasta el nivel del cauce antes del proceso de socavación, en metros (m).

α : Coeficiente de sección, definido como:

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e} \quad [6.3]$$

Q_d : Caudal de diseño asociado al periodo de retorno, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

Y_m : Profundidad media, en metros (m), definida como:

$$Y_m = \frac{A}{B_e} \quad [6.4]$$

A: Área hidráulica, en metros cuadrados (m^2).

B_e : Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal, en metros (m). Del ancho total se debe descontar el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es 0. En caso de que la corriente forme un ángulo con las pilas, este valor se debe ajustar. (Figura 6.2).

β : Coeficiente de frecuencia. Este coeficiente toma en cuenta el periodo de retorno T comprendido entre 15 y 1500 años. Para obtener su valor se propone la siguiente expresión (Referencia 6.4):

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \ln(T) \quad [6.5]$$

μ : Coeficiente de contracción. Este valor se toma de la Tabla 6.1 como una función de la velocidad media del flujo y de la distancia libre entre pilas cuando hay un puente.

ϕ : Coeficiente de corrección por el efecto de la densidad del agua durante la creciente. Para agua clara (clear water) este valor es igual a 1.0. Si la

creciente transporta sedimentos en suspensión (lived – bed), este coeficiente se calcula como:

$$\phi = -0.54 + 1.5143 \gamma_{as} \quad [6.6]$$

γ_{as} : Peso específico del agua más sedimento, en toneladas por metro cúbico (T/m³).

d_m : Diámetro medio de las partículas del material granular, en milímetros (mm). Se calcula como:

$$d_m = 0.01 \sum d_i P_i \quad [6.7]$$

d_i : Diámetro en milímetros (mm) de una fracción de la curva granulométrica del material.

P_i : Peso de esa fracción expresado en porcentaje con respecto al total de la muestra (porcentaje retenido).

Z : Exponente variable que depende del diámetro medio de las partículas del material granular.

$$Z = 0.394557 - 0.0413 \log(d_m) - 0.00891 \log^2 d_m \quad [6.8]$$

Tabla 6.1. - Factor de corrección por contracción del cauce μ (Referencia 6.5)

V (m/s)	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS O ESTRIBOS (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
\geq 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

V = velocidad media en la sección transversal
 $\mu = 1.0$ si no hay obstáculos

- Suelos cohesivos

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+Z}} \quad [6.9]$$

Donde: $Y_s, \alpha, Y_0, \beta, \mu, \phi$ se definen igual que para suelos granulares

γ_d : Peso volumétrico seco del material cohesivo, en toneladas por metro cúbico (T/m^3).

X: Exponente variable que depende del peso volumétrico seco del material cohesivo.

$$X = 0.892619 - 0.58073 \gamma_d + 0.136275 \gamma_d^2 \quad [6.10]$$

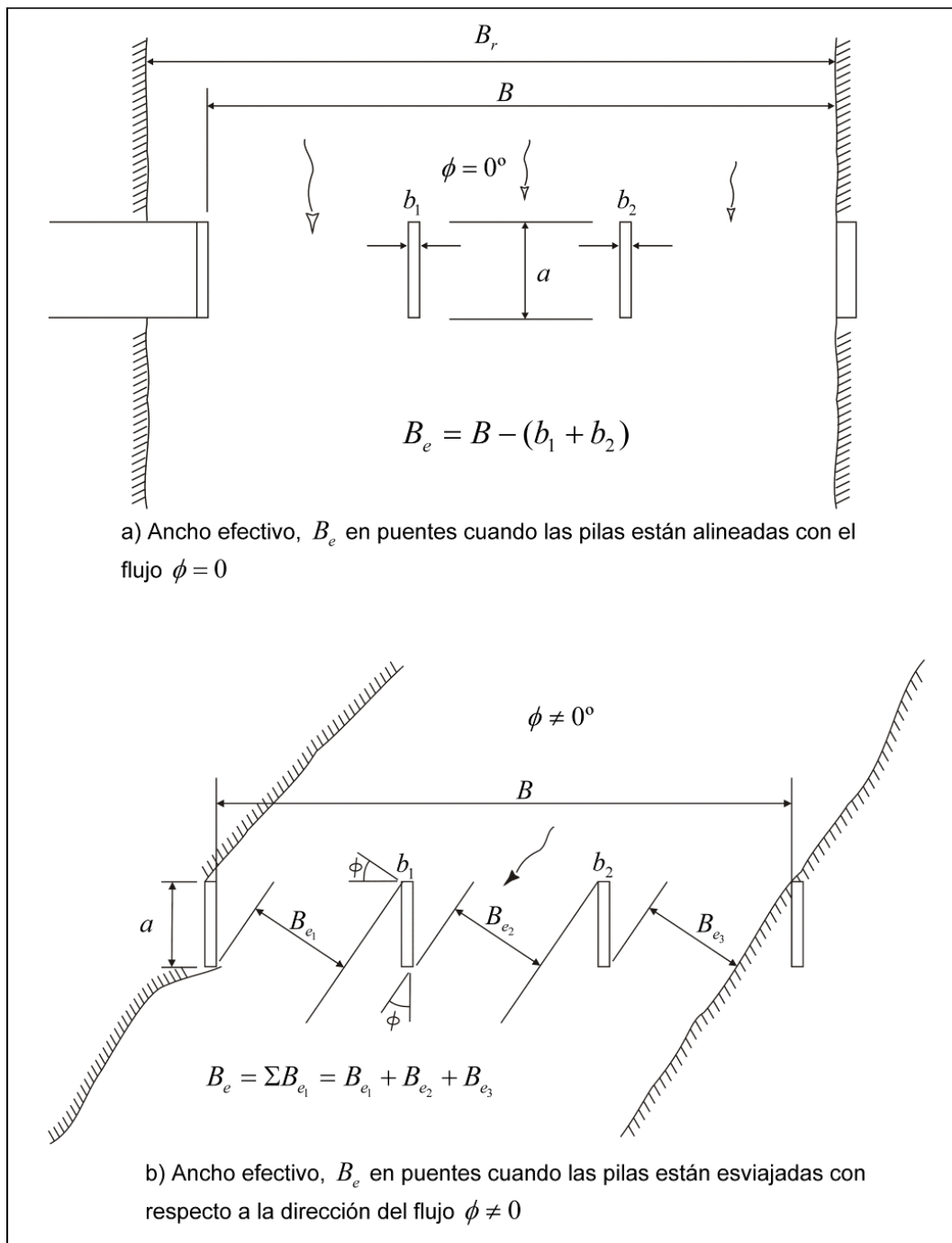


Figura 6.2. - Cálculo del ancho efectivo “Be” en puentes (Referencia 6.6)

6.2.1.2. Método de Maza Álvarez (Referencia 6.6)

Siguiendo lo establecido por Lischtvan – Lebediev, este método se basa en las ecuaciones de la velocidad mínima necesaria para erosionar el material de fondo, obtenidas por Maza, en función del diámetro d_{84} de la muestra del lecho; diámetro que permite considerar las condiciones de acorazamiento que se pueden presentar en el cauce. Las expresiones, según el rango de aplicación del d_{84} , corresponden a:

– Para suelos granulares:

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{4.7 \beta d_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{d_{84}^{0.03}}{0.322 + d_{84}^{0.03}}} \quad [6.11]$$

Válida si $0.00005 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.0028 \text{ m}$.

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{4.7 \beta d_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{d_{84}^{0.092}}{0.223 + d_{84}^{0.092}}} \quad [6.12]$$

Válida si $0.0028 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.182 \text{ m}$.

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{4.7 \beta d_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{d_{84}^{0.187}}{0.191 + d_{84}^{0.187}}} \quad [6.13]$$

Válida si $0.182 \text{ m} \leq d_{84} \leq 1.0 \text{ m}$.

Donde: Y_s, α, y_0, β se definen igual que para suelos granulares según el método de Lischtvan –Lebediev.

d_{84} : Diámetro de la muestra de sedimento en que el 84 por ciento en peso es menor que ese tamaño, en metros (m).

– Para suelos cohesivos:

$$Y_s = \left(\frac{5780 \alpha y_0^{5/3}}{\beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{\gamma_d^{0.725}}{66.28 + \gamma_d^{0.725}}} \quad [6.14]$$

Donde: Y_s , α , y_o , β se definen igual que para suelos cohesivos según el método de Lischtvan –Lebediev.

γ_d : Peso unitario seco, conocido en hidráulica fluvial como peso volumétrico seco, y es igual al peso seco de la muestra entre su volumen inicial, en kilogramo - fuerza por metro cúbico (kgf/m^3).

Estas ecuaciones deben aplicarse para varias líneas verticales de la sección del cruce. La profundidad en cada una de ellas es una función de la profundidad inicial y_o . Al unir todas las profundidades Y_s se tiene el perfil de la sección teórica erosionada.

6.2.1.3. Método de Maza Álvarez - Echavarría Alfaro (1973)

Este método empírico (Referencia 6.7), válido para arenas y gravas, se desarrolló a partir de datos obtenidos en diferentes investigaciones junto con datos de campo correspondientes a mediciones de socavación en varios ríos de Suramérica. El rango de aplicación se limita a tamaños de $d_{75} < 6$ mm. (Figura 6.3).

$$Y_s = 0.365 \left(\frac{Q^{0.784}}{B^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad [6.15]$$

$$Y_s = 0.365 \left(\frac{Y_o}{Y_{mo}} \right) \left(\frac{Q^{0.784}}{B^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad [6.16]$$

Donde: Y_{ms} : Profundidad media del flujo o tirante medio después de ocurrida la socavación, en metros (m). Se mide desde el nivel del agua cuando pasa la creciente de diseño hasta el nivel medio del fondo del cauce socavado.

Y_s : Profundidad total del flujo o tirante total después de ocurrida la socavación, en metros (m). Se mide desde el nivel del agua cuando pasa la creciente de diseño hasta el nivel más bajo del fondo del cauce socavado.

Y_o : Profundidad del flujo o tirante antes de ocurrida la socavación, en metros (m). Se mide desde el nivel

del agua cuando pasa la creciente de diseño hasta el nivel más bajo del fondo del cauce sin socavar.

Y_{mo} : Profundidad media del flujo o tirante medio antes de ocurrida la socavación, en metros (m). Se mide desde el nivel del agua cuando pasa la creciente de diseño hasta el nivel medio del cauce sin socavar.

Q : Caudal de diseño asociado al periodo de retorno, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

B : Ancho hidráulico, en metros (m).

d_{50} : Diámetro medio del sedimento, en metros (m).

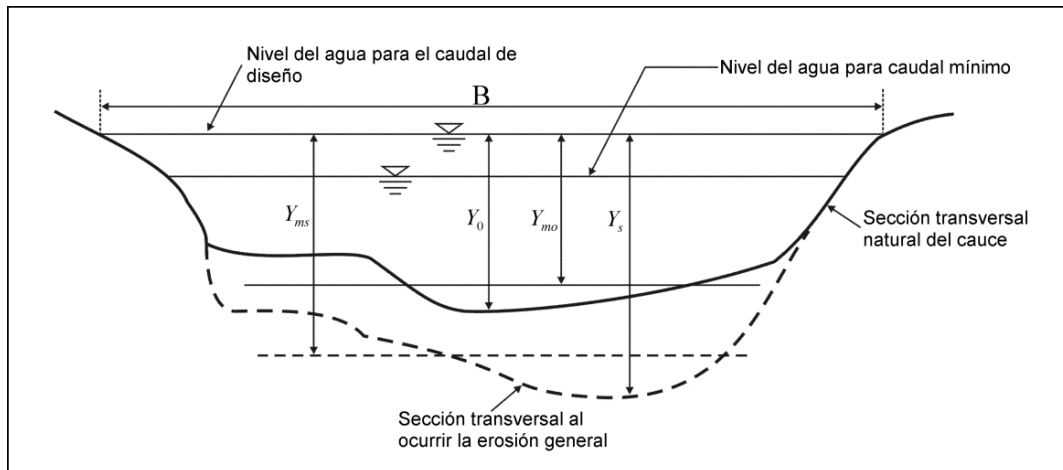


Figura 6.3. - Definición de variables. Método de Maza Álvarez – Echavarría Alfaro (Referencia 6.7)

6.2.1.4. Método de Blench (1969)

La profundidad de socavación media, Y_{ms} , bajo la superficie libre, puede ser calculada a partir del caudal medio por unidad de ancho del canal como (Referencia 6.7):

– Para arenas de $0.06 < d_{50} < 2$ (mm)

$$Y_{ms} = 1.20 \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \quad [6.17]$$

- Para gravas de $S_s = 2.65$ y $d_{50} > 2$ mm

$$Y_{ms} = 1.23 \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \quad [6.18]$$

Donde: q : Caudal por unidad de ancho, para el canal principal, en metros cúbicos por segundo por metro ($m^3/s/m$).

d_{50} : Diámetro de la partícula de lecho de una muestra, en la cual el 50% es más fino, en metros (m).

6.2.1.5. Ejemplo de Aplicación

Ejemplo

El puente sobre la quebrada La Niña, localizado en el departamento de Caquetá en el PR k1+0900 de la carretera que comunica los municipios de Paujil y Cartagena del Chairá, se va a rehabilitar y se requiere conocer la socavación general que se pueda presentar para la creciente de 100 años y que de acuerdo al estudio hidrológico, el caudal es de $107.20 m^3/s$.

La luz efectiva del puente es de 26.17 m, y la estructura se apoyará en los estribos.

Los análisis hidráulicos, topográficos, batimétricos y geotécnicos presentan la siguiente información:

- Tipo de cauce: definido
- Estratificación: homogénea
- Tipo de material del lecho: granular
- $d_{50} = 28.30$ mm (obtenido a partir de la curva granulométrica)
- $\gamma_{as} = 1.05 t/m^3$ (densidad del agua más sedimento)

Solución

- Método de Lischtvan – Levediev.

Los resultados de la modelación hidráulica obtenida a partir del programa HEC RAS V.4.0 en la sección del puente, corresponden a los siguientes valores:

Q. La Niña Puente RS: 35 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	286.08	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.38	Wt. n-Val.		0.04	
W.S. Elev (m)	285.69	Reach Len. (m)	25.73	25.73	25.73
Crit W.S. (m)		Flow Area (m ²)		39.17	
E.G. Slope (m/m)	0.00769	Area (m ²)		39.17	
Q Total (m ³ /s)	107.18	Flow (m ³ /s)		107.18	
Top Width (m)	26.17	Top Width (m)		26.17	
Vel Total (m/s)	2.74	Avg. Vel. (m/s)		2.74	
Max Chl Dpth (m)	2.22	Hydr. Depth (m)		1.5	
Conv. Total (m ³ /s)	1222.3	Conv. (m ³ /s)		1222.3	
Length Wtd. (m)	25.73	Wetted Per. (m)		28.09	
Min Ch El (m)	283.48	Shear (N/m ²)		105.16	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)		287.74	
Frctn Loss (m)	0.17	Cum Volume (1000 m ³)		1.13	
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m ²)		0.84	

Donde:

- N.A.M.E. (m) = 285.69. Nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Y_m (m) = 1.50. Profundidad hidráulica.

Se calculan los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de sección, α

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e} = \frac{107.18}{1.5^{5/3} 26.17} = 2.08$$

- Coeficiente de frecuencia, β , para $T_r = 100$ años.

$$\beta = 0.7929 + 0.0975 \text{ Log}(100) = 0.99 \approx 1.0$$

- Coeficiente de contracción, μ

En este ejemplo, los estribos ejercen un grado de contracción al reducir el cauce e interferir con el flujo.

De la Tabla 6.1, a partir de la distancia libre entre estribos (26.17 m) y la velocidad media para el caudal de creciente (2.74 m/s), se interpola linealmente el valor de μ .

El valor de μ para estas condiciones es igual a 0.96.

- Coeficiente de corrección por efecto de la densidad del agua durante la creciente, γ_{as}

En épocas de creciente, el agua de la quebrada se presenta turbia debido al transporte de sedimentos tanto en suspensión como de fondo.

Donde $\gamma_{as} = 1.05 \text{ t/m}^3$

$$\phi = 0.54 + 1.5143 \times 1.05 = 1.05$$

- Con el objeto de proceder al cálculo de la socavación general en la sección transversal del puente, la ecuación [6.2], debe aplicarse para varias verticales de la sección. Por tal razón, se recomienda elaborar un cuadro con el número apropiado de columnas para cada punto del perfil batimétrico levantado. En la medida en que se tenga una mayor cantidad de puntos se obtendrá un mejor detalle el perfil de socavación.

Este ejemplo aplica para material granular y la ecuación para calcular la profundidad de la socavación general medida en cada punto desde el nivel de aguas máximas extraordinarias corresponde a:

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+Z}}$$

El valor de Z se calcula como:

$$Z = 0.394557 - 0.0413 \times \log(28.30) - 0.00891 \times \log^2(28.30) = 0.31$$

La profundidad de socavación general se calcula como:

$$S_g = Y_s - Y_0$$

En la tabla siguiente se presentan los valores obtenidos, y en la Figura se presenta el perfil de socavación.

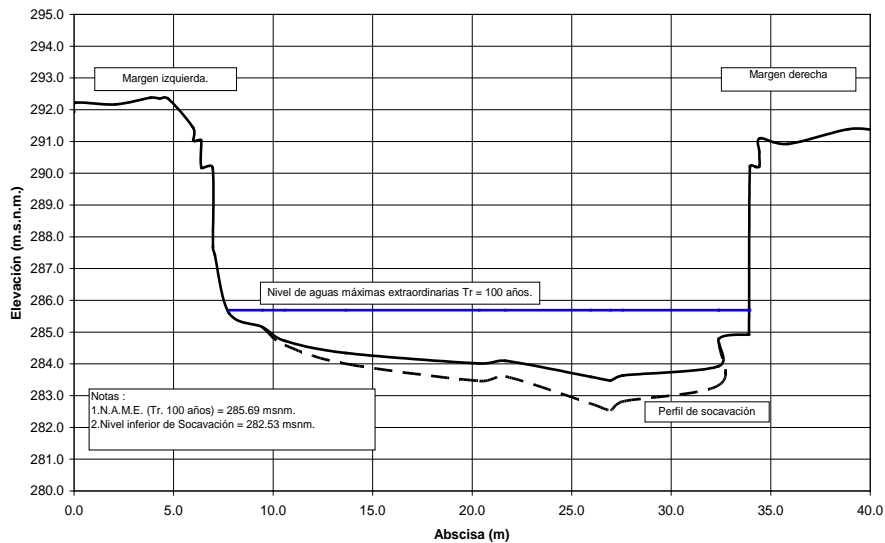
PUENTE SOBRE LA QUEBRADA LA NIÑA					
Determinación del perfil de socavación general - método de Lischvan Lebediev					
Nivel aguas máximas extraordinarias Tr - 100 años = 285.69 m					
P₁ (1)	Cota P₁ (msnm) (2)	Y₀₁ (m) (3)	Y_{s1} (m) (4)	S_{g1} (m) (5)	Ps₁ (msnm) (6)
15	285.65	0.04	0.05	0.01	285.64
16	285.19	0.50	0.52	0.02	285.17
17	284.73	0.96	1.10	0.14	284.59
18	284.34	1.35	1.69	0.34	284.00
19	284.01	1.68	2.23	0.55	283.46

20	284.09	1.60	2.09	0.49	283.60
21	283.59	2.10	2.95	0.85	282.74
22	283.48	2.21	3.16	0.94	282.53
23	283.63	2.06	2.88	0.82	282.81
24	283.93	1.76	2.37	0.60	283.32
25	284.80	0.89	1.00	0.11	284.69
26	284.93	0.76	0.82	0.06	284.87
27	284.93	0.76	0.82	0.06	284.87

Notas:

- (1) número del punto del perfil levantado
- (2) Cota topográfica del fondo del cauce
- (3) Valor de la diferencia entre el nivel de aguas máximas extraordinarias, NAME, y la columna 2
- (4) Valor máximo de la profundidad del flujo desde la superficie del agua hasta el terreno socavado
- (5) Cálculo de la profundidad de la socavación general (4) – (3)
- (6) Cálculo del perfil de la socavación general (2) – (5)

**QUEBRADA LA NIÑA
SECCION SITIO DE PUENTE, PERFIL DE SOCAVACION**



– Método de Blench.

Por las características del material de lecho, la profundidad de socavación, Y_{ms} , bajo la superficie libre se calcula a partir de la siguiente ecuación:

Para gravas de $S_s = 2.65$ y $d_{50} > 2$ mm, condición que aplica para la quebrada la Niña.

$$Y_{ms} = 1.23 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \right)$$

Donde: q : Caudal por unidad de ancho, en metros cúbicos por segundo por metro ($m^3/s/m$).

d_{50} : Diámetro medio de las partículas del material granular, en milímetros (mm).

Para el ejemplo,

$$Q = 107.18 \text{ m}^3/\text{s}; B = 26.17 \text{ m. y } d_{50} = 28.3 \text{ mm.}$$

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{107.18}{26.17} = 4.10 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

$$Y_{ms} = 1.23 \frac{4.10^{2/3}}{28.3^{1/12}} = 2.38 \text{ m}$$

Comparando los resultados obtenidos en los dos métodos, se tiene la siguiente profundidad de socavación referenciada a la superficie libre del agua.

- Método de Lischtván – Levediev: $Y_s = 3.16 \text{ m}$.
- Método de Blench.: $Y_{ms} = 2.38 \text{ m}$.

Se aclara que el valor obtenido por el método de Lischtván –Levediev corresponde al punto de la sección con el máximo valor de socavación, mientras el del método de Blench hace referencia al valor medio de socavación en la sección.

El método de Maza Álvarez - Echavarría Alfaro (1973), no aplica para este ejemplo ya que el rango de aplicación del material que conforma el lecho se limita a tamaños de $d_{75} < 6 \text{ mm}$.

6.2.2. Socavación por contracción

La socavación por contracción es la forma más común de socavación general, y ocurre donde la cimentación de la superestructura y/o el terraplén de acceso al puente restringe el flujo del cauce (Figura 6.4). También puede ocurrir si el puente se localiza en una contracción natural del río.



Figura 6.4. - Pontón sobre la quebrada Vanegas, localizado en la abscisa k1+230 de la vía que conduce del Municipio de Ginebra al Corregimiento de la Floresta en el Departamento del Valle.

Cuando se proyecta un puente, se pueden presentar cuatro (4) casos de contracción (Figura 6.5):

- Caso 1. Considera el flujo en el cauce y en la planicie de inundación que será obligado a volver al canal principal por la obstrucción del aproche del puente. Para este caso existen tres (3) condiciones:
 - El ancho del cauce se angosta debido a que los estribos del puente se proyectan en el canal principal o porque el puente se localiza en un tramo reducido del río.
 - No hay contracciones en el cauce principal, pero el área del flujo en la planicie de inundación está completamente obstruida por los terraplenes de acceso al puente.

- Los estribos se proyectan fuera del cauce principal.
- Caso 2. Todo el flujo está confinado en el cauce principal.
- Caso 3. Con estructura de alivio localizada en la planicie de inundación bajo el terraplén de acceso al puente principal sin transporte de material de fondo. Condición de aguas claras (Clear-Water).
- Caso 4. Con estructura de alivio sobre una corriente secundaria localizada en la planicie de inundación con transporte de material de fondo (Live-bed).

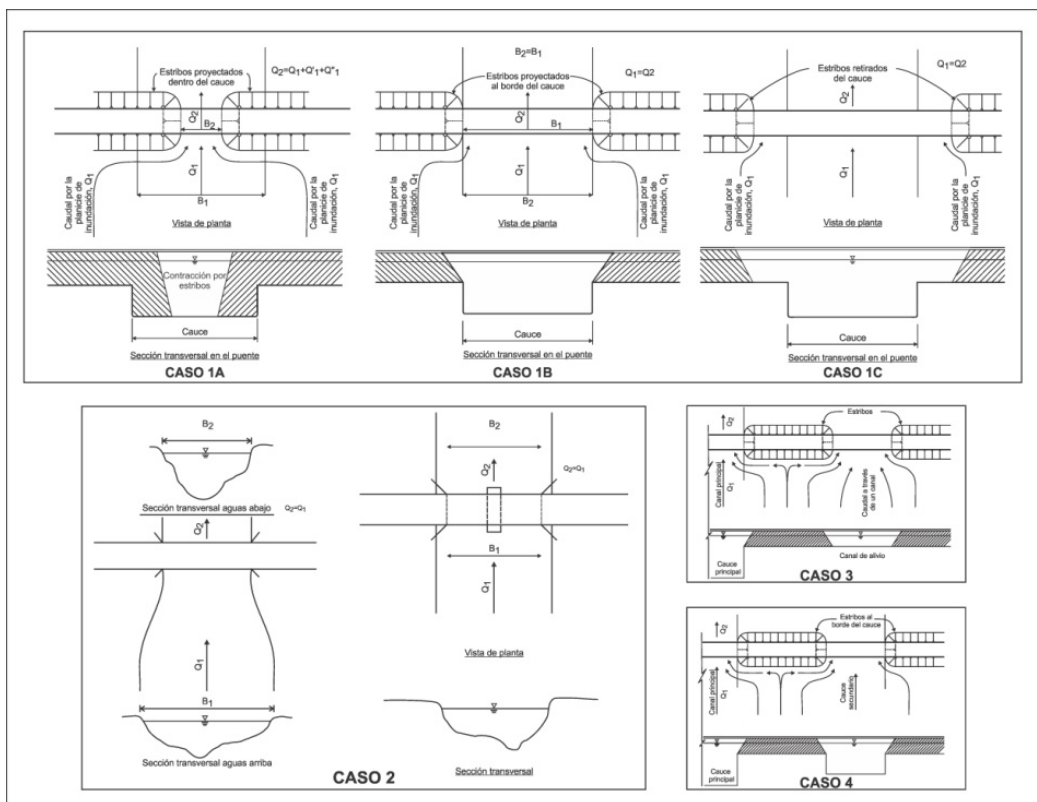


Figura 6.5. - Tipos de contracción (Referencia 6.2)

La socavación por contracción se calcula a partir de las modificaciones a las ecuaciones propuestas por Laursen (Referencia 6.2) tanto para condición de socavación con lecho móvil (live-bed), 1960, como para condición de socavación en agua clara (clear water), 1963.

– Ecuación con movimiento de lecho:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{K_1} \quad [6.19]$$

$$Y_S = Y_2 - Y_0 \quad [6.20]$$

- Donde:
- Y_S : Profundidad media de socavación por contracción, en metros (m).
 - Y_1 : Profundidad media en el canal principal aguas arriba, en metros (m).
 - Y_2 : Profundidad media de equilibrio en la sección contraída después de la socavación por contracción, en metros (m).
 - Y_0 : Profundidad existente en la sección contraída antes de la socavación por contracción, en metros (m).
 - Q_1 : Caudal en el cauce de aguas arriba y planicies de inundación con transporte de sedimentos, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
 - Q_2 : Caudal en el cauce contraído, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
 - B_1 : Ancho del cauce principal en la sección de aguas arriba transportando material de lecho, en metros (m).
 - B_2 : Ancho del cauce principal en la sección contraída menos el ancho de las pilas, en metros (m).
 - K_1 : Exponente según la siguiente tabla:

V^*/ω	K_1	MODO DE TRANSPORTE DEL MATERIAL DE LECHO
< 0.50	0.59	La mayoría del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Poco material de lecho en suspensión
> 2.0	0.69	La mayoría del material de lecho en suspensión

$V^* = (g\gamma_1 S_1)^{1/2}$: Velocidad de corte en la sección de aguas arriba, en metros por segundo (m/s).

ω : Velocidad de caída del material del lecho basada en el d_{50} , en metros por segundo (m/s) (Figura 6.6).

g : Aceleración de la gravedad (9.81m/s^2).

S_1 : Pendiente de la línea de energía en el canal principal.

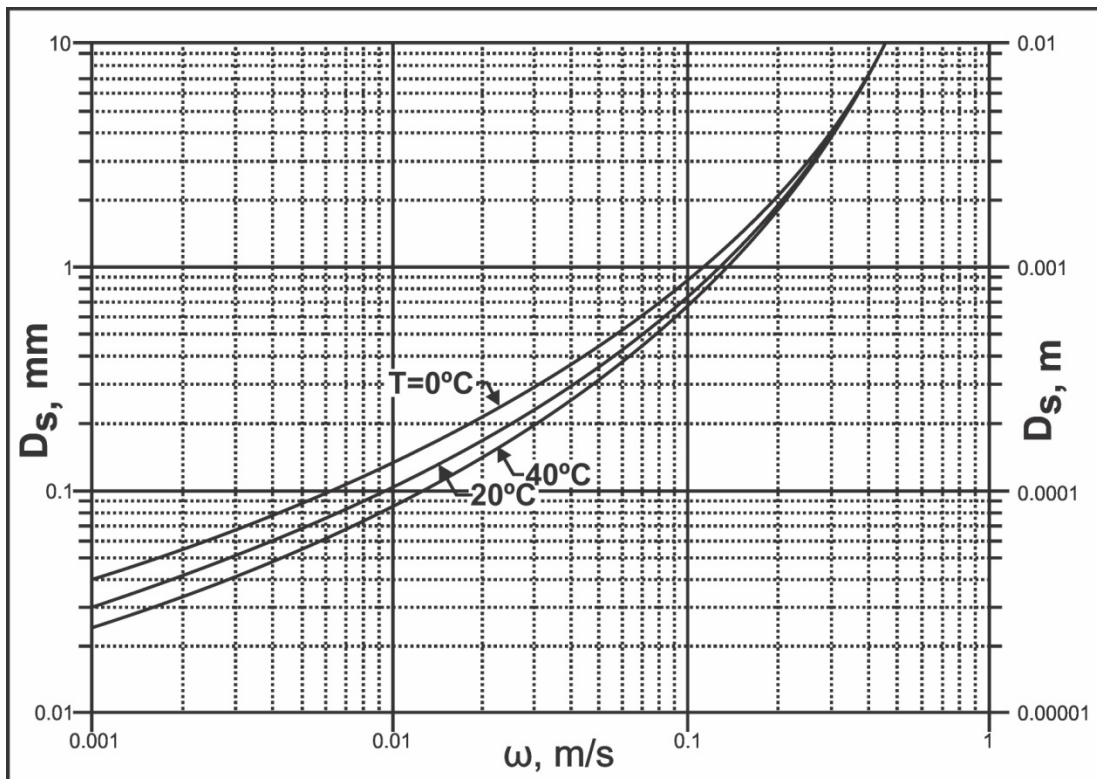


Figura 6.6. - Velocidad de caída (ω) para partículas de arena (Referencia 6.2)

– Ecuación para agua clara:

$$Y_2 = \left(\frac{0.025 Q^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7} \quad [6.21]$$

$$Y_s = Y_2 - Y_0 \quad [6.22]$$

- Donde:
- Y_s : Profundidad media de socavación por contracción, en metros (m).
 - Y_2 : Profundidad media de equilibrio en la sección contraída después de la socavación por contracción, en metros (m).
 - Y_0 : Profundidad existente en la sección contraída antes de la socavación por contracción, en metros (m).
 - Q : Caudal a través del puente o en la zona aguas arriba del puente asociada al ancho B_2 , en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
 - D_m : Diámetro medio efectivo de las partículas ($D_m = 1.25 d_{50}$) en la sección contraída, en metros (m).
 - d_{50} : Diámetro medio del material del lecho, en metros (m).
 - B_2 : Ancho del fondo de la sección contraída menos el ancho de las pilas, en metros (m).

6.2.3. Socavación local

La socavación local es el fenómeno que se presenta al pie de las estructuras interpuestas a las corrientes, las cuales inducen la formación de vórtices que, a su vez, producen la degradación o remoción del material que conforma el cauce aluvial localizado en la base del obstáculo y que para efectos de este Manual, están representadas por las pilas y por los estribos de los puentes.

Las corrientes a través o en vecindad de las estructuras hidráulicas ocurren frecuentemente en forma de chorros de agua turbulentos, donde las velocidades son suficientemente altas para que ellos puedan producir fosas de socavación de dimensiones notables que pueden conducir al colapso de una estructura (Figura 6.7).



Figura 6.7. - Pontón colapsado sobre la quebrada La Lucha por socavación local de uno de los estribos, en la vía que comunica el Municipio de Leiva con la Vereda Martín Pérez en el Departamento de Nariño.

La cuantificación de la socavación local asociada a tales estructuras requiere el uso de metodologías complejas que contemplen en su concepción las propiedades del flujo, de los sedimentos, del material del lecho del cauce, de la geometría y orientación de las pilas o estribos y, finalmente, de la interacción entre los sedimentos y las propiedades del flujo, lo cual no es fácil de cuantificar y, por lo tanto, hasta ahora la estimación de la socavación se basa principalmente en resultados empíricos.

Las ecuaciones utilizadas para obtener la profundidad de socavación en pilas y en estribos se basan en tres métodos de análisis:

- El análisis dimensional.
- Las relaciones de transporte de sedimentos.
- Análisis de regresión de los datos.

Algunas de las ecuaciones fundamentadas en lo anterior son las propuestas por la FHWA en su publicación HEC-18, 2001, Laursen - Toch, 1956, Maza Álvarez - Sánchez Bribiesca, (1968).

En general, los principales factores que afectan la erosión local son:

- El ancho de la pila.
- La longitud de la pila.
- La longitud del estribo dentro del cauce.
- La profundidad del flujo justo aguas arriba de la pila.
- La velocidad de aproximación.
- El tamaño del material del lecho.
- El ángulo de incidencia del flujo respecto de la pila o estribo.
- La forma de la pila o estribo.
- La configuración del fondo, etc.

Los métodos de cálculo de la profundidad de socavación para pilas y estribos que se presentan en este documento, son sólo una pequeña parte de la gran cantidad de métodos existentes, por lo que el proyectista debe consultar en la bibliografía de referencia otros aspectos relacionados con casos especiales de socavación en cimentaciones de pilas complejas, basuras flotantes, etc., que no se contemplan en el presente Manual y que se pueden presentar en el proyecto bajo estudio.

6.2.3.1. Socavación local en pilas

Aunque existen muchos métodos para calcular la socavación local en pilas de puentes, en este Manual se hará mención a los más utilizados en el medio colombiano, entre los que se destacan el método de la Universidad Estatal de Colorado (1975), el método de Laursen y Toch (1956), y el método de Maza-Sánchez (1968).

6.2.3.1.1. Método de la Universidad Estatal de Colorado, CSU (1975).

El documento HEC – 18 de la Federal Highway Administración de los Estados Unidos de América (Referencia 6.2), adopta este método para el cálculo de la socavación local en pilas bajo condiciones tanto de aguas claras (clear-water) como en lecho móvil (live-bed). La ecuación propuesta por la CSU, es la ecuación predeterminada en el software HEC RAS V.4.0., para el cálculo de la socavación en pilas.

La ecuación es:

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{Y_1} \right)^{0.65} F_{R1}^{0.43} \quad [6.23]$$

Como regla, en pilas cuya forma es de nariz redonda y se encuentran alineadas con la corriente, la máxima profundidad de socavación es:

$$Y_s \leq 2.4 \times a, \text{ para } F_{R1} < 0.8$$

$$Y_s \leq 3.0 \times a, \text{ para } F_{R1} > 0.8$$

- Donde:
- Y_s : Profundidad de socavación, en metros (m).
 - Y_1 : Profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila, en metros (m).
 - K_1 : Factor de corrección por forma de la pila. Figura 6.8 y Tabla 6.2.
 - K_2 : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo. Tabla 6.3 o ecuación [6.24].
 - K_3 : Factor de corrección por condiciones del lecho. Tabla 6.4
 - K_4 : Factor de corrección por acorazamiento del material del lecho. Ecuación [6.25].
 - a : Ancho de la pila, en metros (m).
 - L : Longitud de la pila en la dirección del flujo, en metros (m). Ver Figura 6.8.
 - Fr_1 : Número de Froude directamente aguas arriba de la pila = $V_1 / (gY_1)^{1/2}$
 - V_1 : Velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila, en metros por segundo (m/s).
 - g : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

El factor de corrección K_1 depende de la forma de la pila, Figura 6.8, y se obtiene de la Tabla 6.2. Sin embargo, se debe considerar que si el ángulo de ataque, θ , de la corriente es mayor a 5° se utiliza un factor, K_1 , igual a 1.0.

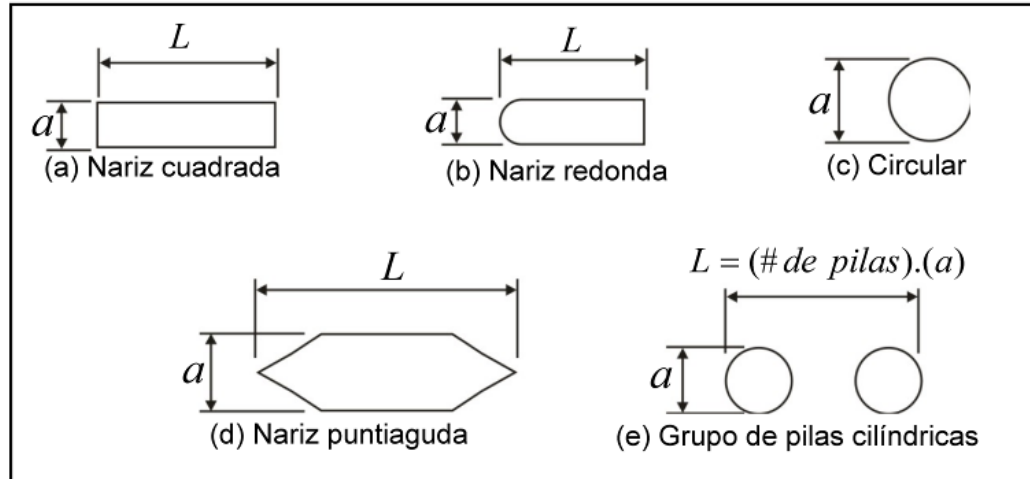


Figura 6.8. - Formas típicas de pilas (Referencia 6.2)

Tabla 6.2. - Factor de corrección por forma de la pila (K_1)

FORMA DE LA PILA	K_1
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Circular	1.0
Nariz puntiaguda	0.9
Grupo de pilas cilíndricas	1.0

El factor de corrección K_2 depende del ángulo de ataque de la corriente y se obtiene de la Tabla 6.3. Este factor se calcula usando la siguiente ecuación:

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65} \quad [6.24]$$

Si $L/a > 12$, usar $L/a = 12$ como valor máximo en la ecuación [6.24] y en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3. - Factor de corrección por ángulo de ataque de la corriente (K_2)

ÁNGULO (θ)	L/a = 4	L/a = 8	L/a = 12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
60	2.5	3.9	5.0

L = longitud de la pila en la dirección del flujo, m
a = ancho de la pila, m

El factor de corrección K_3 depende de la condición del lecho y se obtiene de la Tabla 6.4.

Tabla 6.4. - Factor de corrección por la forma del lecho (K_3)

CONDICIÓN DEL LECHO	ALTURA DE LA DUNA (m)	K_3
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$3 > H \geq 0.6$	1.1
Dunas medianas	$9 > H \geq 3$	1.2 a 1.1
Dunas grandes	$H \geq 9$	1.3

El factor de corrección K_4 busca disminuir la profundidad de socavación estimada por el acorazamiento que se pueda presentar en la fosa socavada por los materiales del lecho que tienen un d_{50} igual o mayor que 2.0 mm y d_{95} igual o mayor que 20 mm.

- Si $d_{50} < 2$ mm o $d_{95} < 20$ mm, entonces $K_4 = 1$
- Si $d_{50} \geq 2$ mm y $d_{95} \geq 20$ mm, el factor K_4 se calcula como:

$$K_4 = 0.4 (V_R)^{0.15} \quad [6.25]$$

Donde:

$$V_R = \frac{V_1 - V_{icd_{50}}}{V_{cd_{50}} - V_{icd_{95}}} > 0 \quad [6.26]$$

V_{icdx} : Velocidad de aproximación requerida para iniciar la socavación en la pila para el tamaño de grano d_x (m), en metros por segundo (m/s).

$$V_{icdx} = 0.645 \left(\frac{d_x}{a} \right)^{0.053} V_{cdx} \quad [6.27]$$

V_{cdx} : Velocidad crítica para el movimiento incipiente para el tamaño del grano d_x (m), en metros por segundo (m/s).

$$V_{cdx} = 6.19 Y_1^{1/6} d_x^{1/3} \quad [6.28]$$

- Donde:
- Y_1 : Profundidad del flujo justo aguas arriba de la pila, excluyendo la socavación local, en metros (m).
 - V_1 : Velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila, en metros por segundo (m/s).
 - d_x : Tamaño del grano para el cual el porcentaje x del material del lecho es más fino, en metros (m).

El valor mínimo del factor K_4 deber ser igual a 0.40

6.2.3.1.2. Método de Laursen y Toch (1956)

Este método surge como producto de las investigaciones llevadas a cabo por Laursen y Toch en el Instituto de Investigaciones Hidráulicas de Iowa y sus resultados se presentaron de manera gráfica.

Para Laursen y Toch y su escuela, la profundidad de la socavación depende fundamentalmente del tirante y del ancho de la pila y, en segundo término, de la forma de ésta, y no considera en su evaluación la velocidad media de la corriente ni el tamaño de los granos de fondo. El método se desarrolló para arenas, y no se aclara si los gráficos se pueden aplicar a gravas. Por otro lado, estudios efectuados por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, cuyo objeto fue comparar y diferenciar valores obtenidos de la estimación de la socavación de diferentes autores, determinaron que el método propuesto por Laursen – Toch, aplicado a ríos de planicies conduciría a valores altos de socavación que nunca llegarían a presentarse.

El método distingue dos casos generales: Uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forma un cierto ángulo con el mismo.

- Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación se puede expresar por:

$$Y_s = K_1 K_2 a \quad [6.29]$$

Donde: Y_s : Profundidad de socavación a partir del fondo, en metros (m).

K_1 : Coeficiente que depende de la relación entre el tirante y el ancho de la pila. Ver Figura 6.9.

K_2 : Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila. Ver Tabla 6.5.

a : Ancho de la pila, en metros (m).

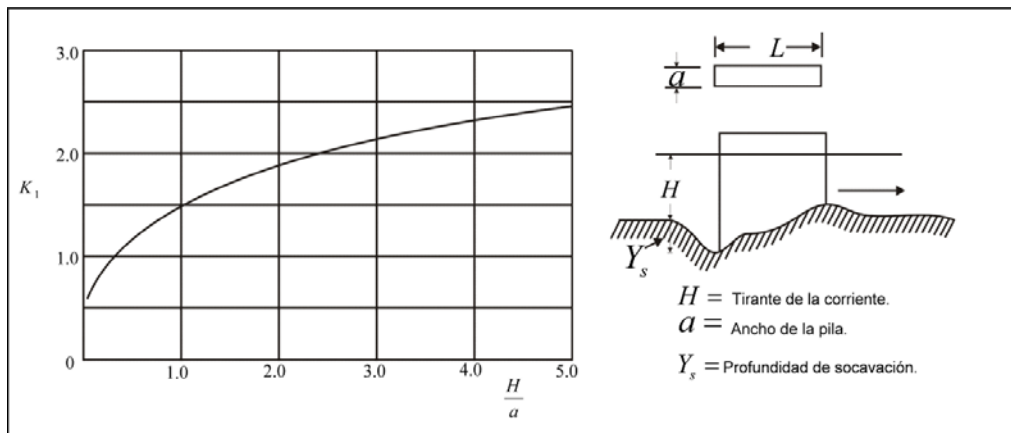
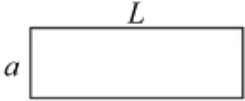

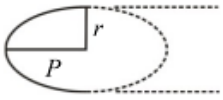
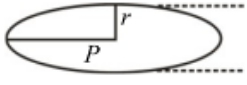
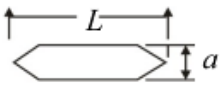



Figura 6.9. – Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa (Referencia 6.5)

Tabla 6.5. - Coeficientes de corrección que dependen de la forma de la pila.

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $L/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA		$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$
		$\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$
LENTICULAR		$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$
		$\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$

FORMA DE LA NARIZ	SEGÚN TISON
BISELADA $L/a = 4$	 0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $L/a = 4$	 0.75

En caso de que la corriente incida oblicuamente y forme un ángulo ϕ con el eje de la pila, la socavación se puede determinar con la expresión:

$$Y_s = K_1 K_3 a \quad [6.30]$$

Donde: K_3 : Coeficiente que depende del ángulo ϕ y de la relación L/a , la cual se determina con la ayuda de la Figura 6.10.

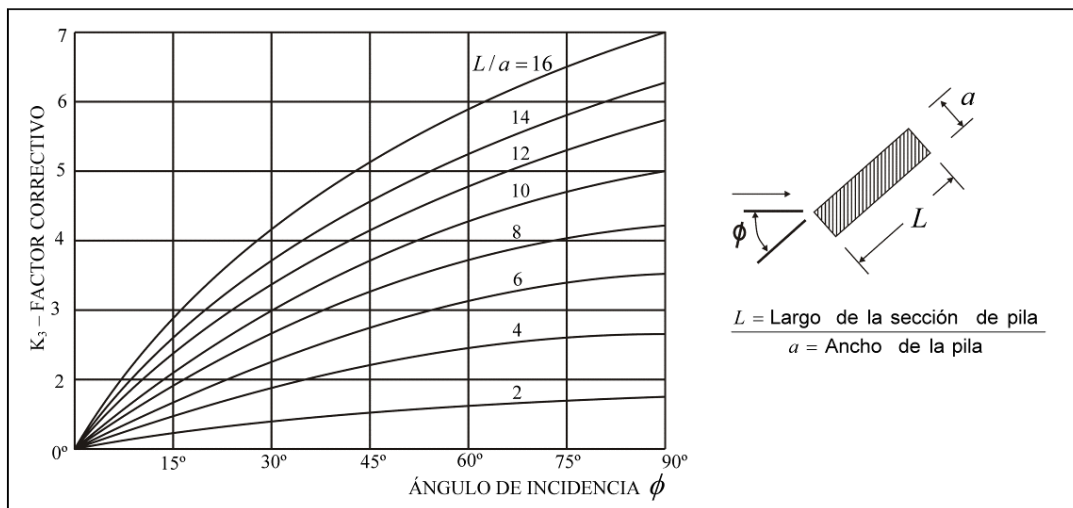


Figura 6.10. - Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente (Referencia 6.5)

6.2.3.1.3. Método de Maza-Sánchez (1968)

Los autores, dependiendo de la geometría de la pila y de la orientación de ella con respecto a la corriente, proponen determinar la socavación local como una función de la relación entre el ancho de la pila, la profundidad hidráulica y el número de Froude, a partir del uso de los diagramas que se presentan en las Figuras 6.11, 6.12 y 6.13. El método es aplicable para lechos conformados por arenas y gravas (Referencia 6.6).

Los parámetros empleados en los diagramas mencionados son los siguientes:

- d: Profundidad de la corriente frente de la pila, en una zona no afectada por la socavación local, pero obtenida después de calcular la socavación general y/o por contracción, en metros (m).
- b_1 : Proyección de la pila en un plano perpendicular a la corriente. Cuando el flujo y el eje longitudinal de la pila están alineados, b_1 es igual al ancho de la pila b , en metros (m).
- ϕ : Ángulo entre la dirección del flujo y el eje longitudinal de la pila.
- F_r : Número de Froude.
- V: Velocidad media de la corriente después de que el cauce ha sido erosionado por todas las formas de erosión que puedan afectar la

sección, a excepción de la socavación local, en metros por segundo (m/s).

S: Socavación local medida desde el fondo no afectado por esta erosión, en metros (m).

S_T: Socavación local medida desde la superficie libre del agua, en metros (m).

f_c: Coeficiente por el que hay que afectar el número de Froude Fr, cuando $\phi \neq 0^\circ$ y $Fr > 0.25$.

La aplicación del método requiere los siguientes procesos de cálculo:

- Número de Froude.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g d}} \quad [6.31]$$

$$V = \frac{Q_d}{A_p} \quad [6.32]$$

Donde: Q_d: Caudal de la creciente de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

A_p: Área total de la sección, en metros cuadrados (m²).

- Factor de corrección f_c.

Dependiendo del ángulo de orientación ϕ de las pilas con respecto a la corriente y si el número de Froude calculado en el paso anterior es igual o mayor a 0.25, este número se ajustará aplicando el factor de corrección f_c, según el valor que corresponda y que se indica en la Tabla 6.6. En el caso de que la geometría de la pila sea circular, este ajuste no se requiere.

Tabla 6.6. - Factor de corrección f_c

ϕ	0°	15°	30°	45°
f _c	1.0	1.25	1.40	1.45

$$F_r = f_c \frac{V}{\sqrt{g d}} \quad [6.33]$$

- Cálculo de la relación d/b_1

Se calcula esta relación a partir de los parámetros ya mencionados d y b_1 . Se debe considerar que cuando la dirección del flujo y el eje longitudinal de la pila están alineados, b_1 es igual al ancho de la pila b .

- Selección del diagrama

Dependiendo de la geometría de la pila se selecciona la figura a usar (Figuras 6.11, 6.12 y 6.13).

- Cálculo de la profundidad de socavación

Con el valor establecido para el número de Froude, se procede a entrar en las abscisas del diagrama seleccionado hasta interpolar la curva de d/b_1 y se lee en las ordenadas el valor de $(d+s)/b_1$.

El valor obtenido se iguala a la expresión S_T/b_1 de donde finalmente se despeja el valor de S_T .

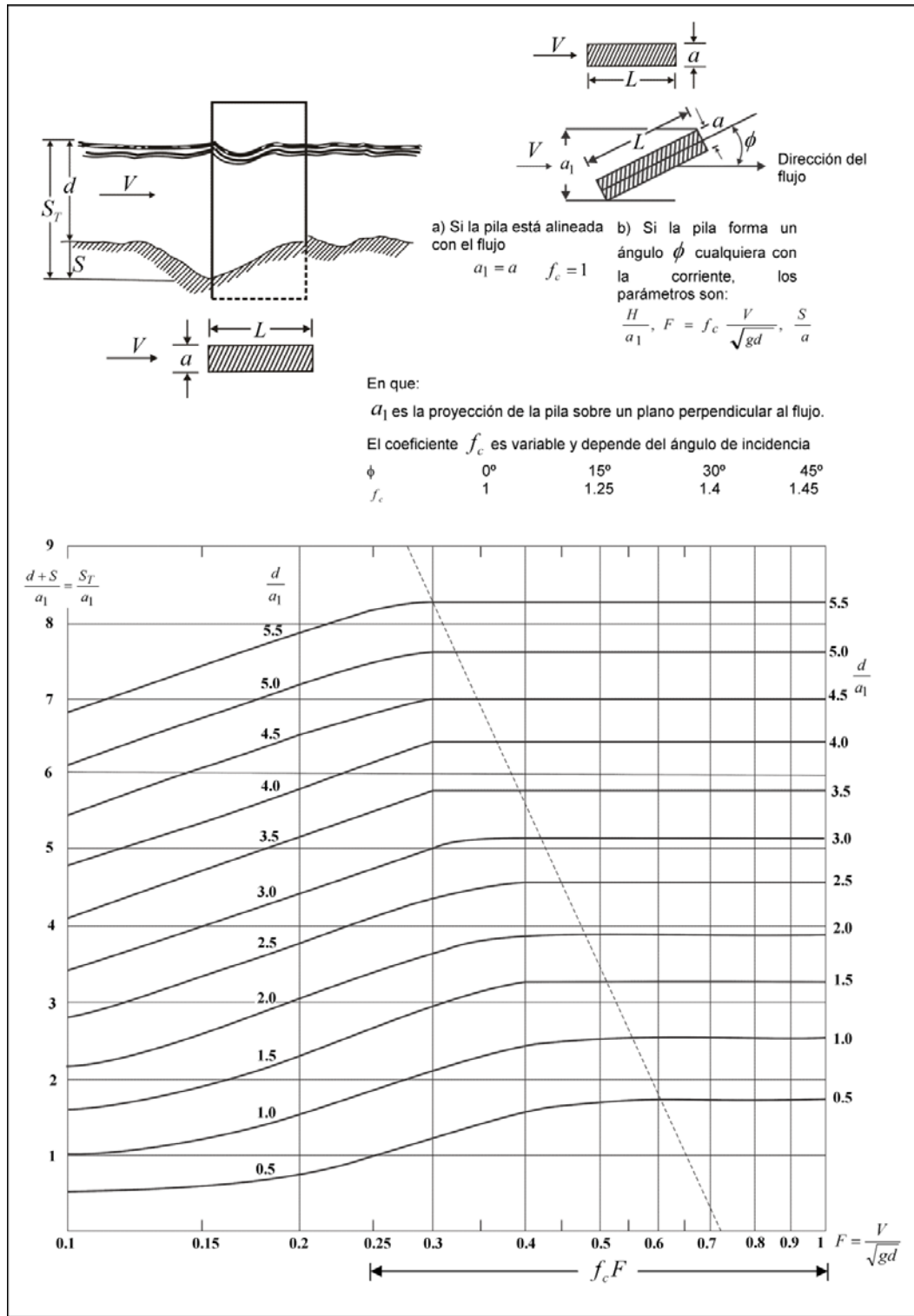


Figura 6.11. - Socavación al pie de pilas rectangulares. (Referencia 6.6)

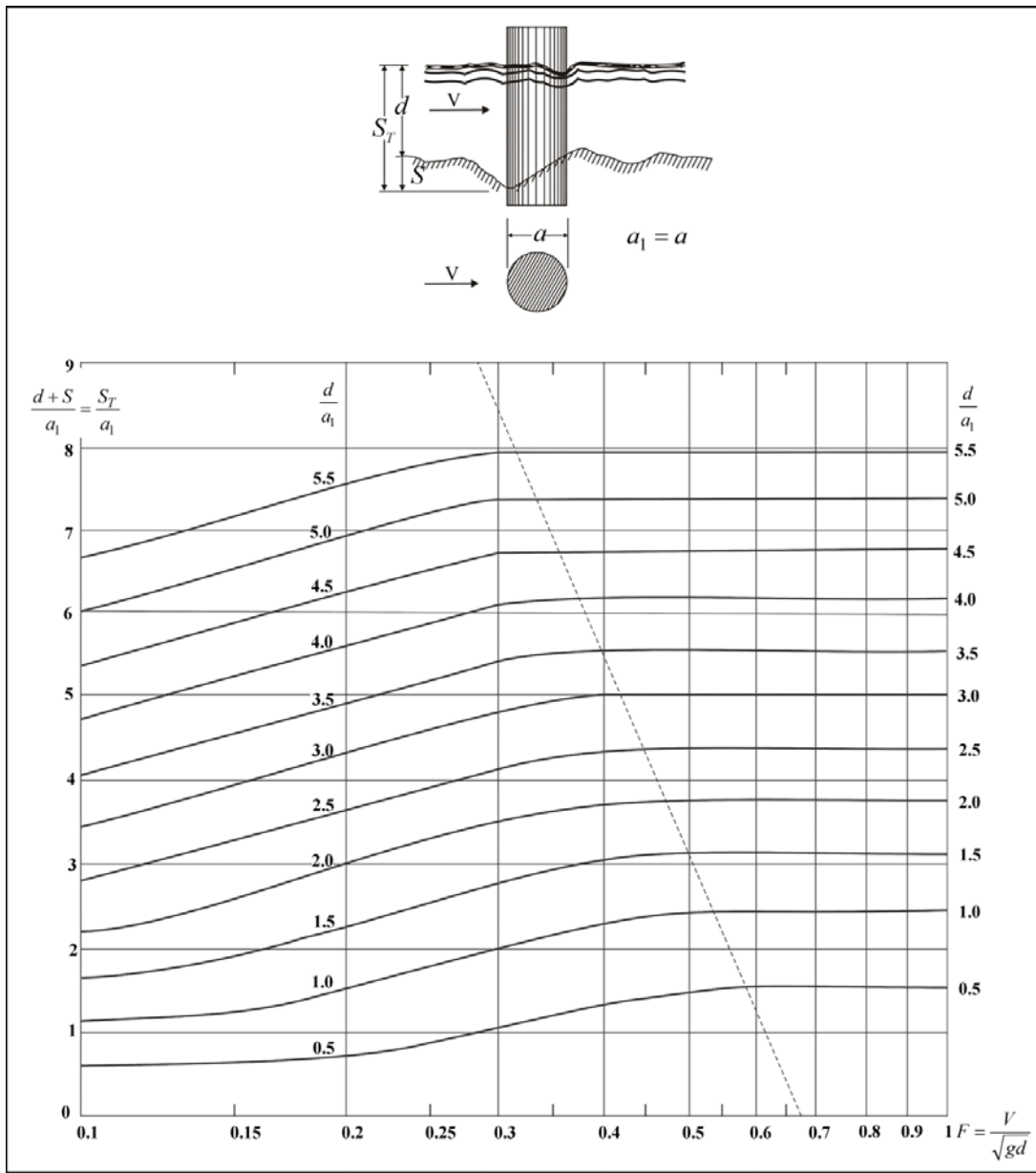


Figura 6.12. - Socavación al pie de pilas circulares. (Referencia 6.6)

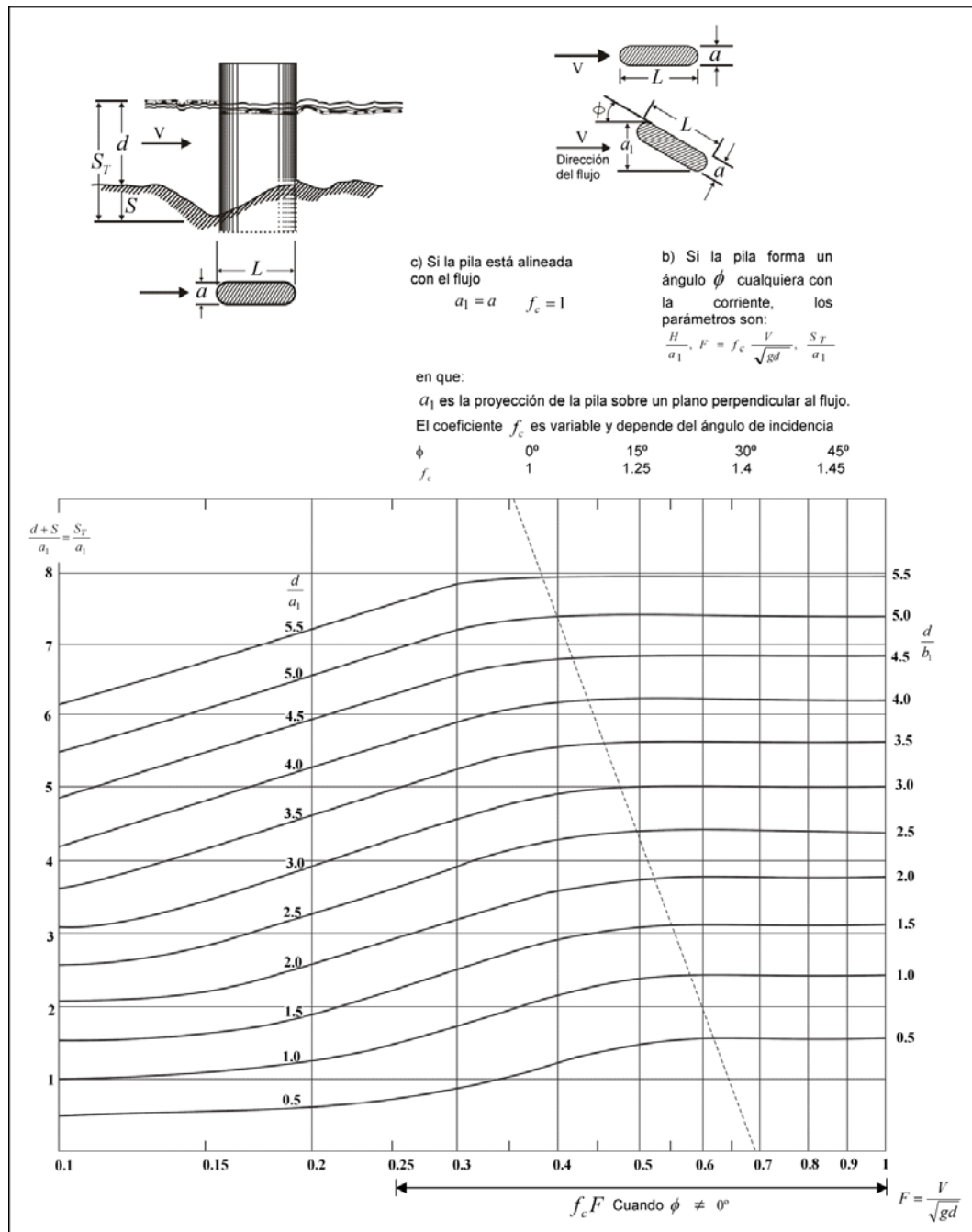


Figura 6.13. - Socavación al pie de pilas con extremos redondeados (Referencia 6.6)

6.2.3.2. Socavación en estribos

La socavación local en los estribos ocurre por la presencia de éstos en la sección hidráulica del río (planicie de inundación y cauce principal) y al presentarse la creciente de diseño se contrae la corriente y, por lo tanto, obstruyen el flujo, generando a su alrededor turbulencias que conducen a la formación de una fosa de socavación producida por un vórtice horizontal en el extremo aguas arriba, y desplazándose la fosa hacia aguas abajo causada por un vórtice vertical como se ilustra en la Figura 6.14.

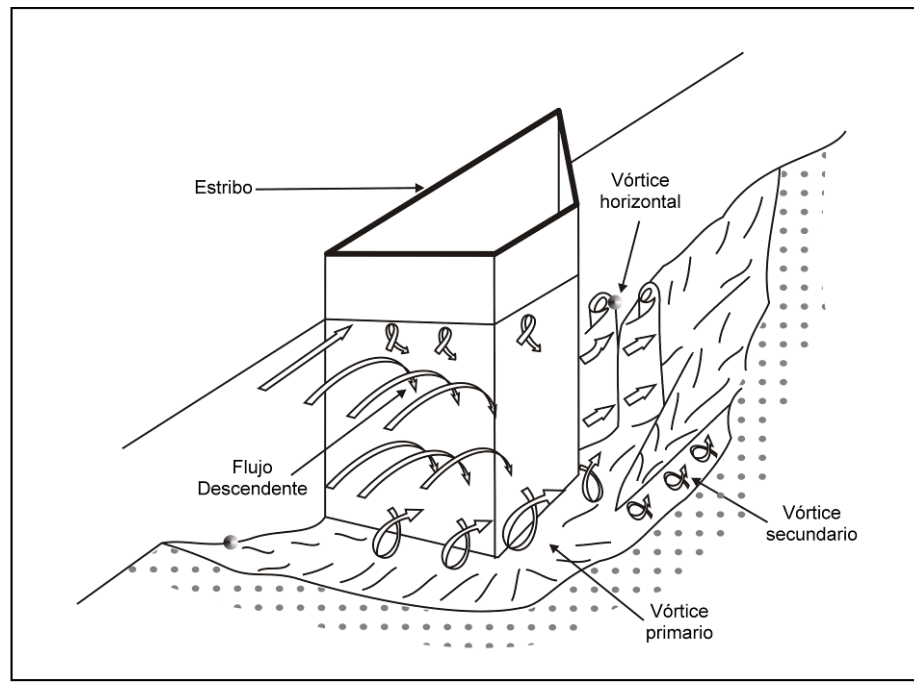


Figura 6.14. - Patrones de flujo en un estribo

Los métodos que se proponen para la estimación de la profundidad de socavación son los de Froehlich (Referencia 6.2), HIRE (Referencia 6.2) y Artamonov (Referencia 6.5). No obstante, el proyectista deberá considerar que las ecuaciones que representan cada uno de estos métodos, se basan en resultados de investigaciones sobre modelos de laboratorio y, por lo tanto, cada fórmula tendrá limitaciones en su aplicación, por lo que deberá seleccionar el método que mejor se ajuste al diseño.

Al igual que en la socavación en pilas de los puentes, la socavación en los estribos depende de muchas variables, entre las cuales se encuentran la longitud del estribo que obstruye el flujo, su orientación con respecto a la corriente, la forma del estribo o si éste se proyecta en la planicie de inundación, en el cauce principal o una combinación de las dos.

En el caso de que se prevea o se considere apropiado proyectar algún tipo de protección local en los estribos o se proyecten obras de encauzamiento desde aguas arriba que aseguren mantener alejada la corriente principal de los estribos, el nivel de cimentación de los estribos podría ser inferior al obtenido a partir de las ecuaciones propuestas en los diferentes métodos y, por lo tanto, la definición del nivel de cimentación dependerá de los análisis económicos y del criterio del proyectista.

6.2.3.2.1. Método de Froehlich

Froehlich, a partir de los resultados de 170 mediciones de socavación en canales de laboratorio en condiciones de lecho móvil (bed-live), obtuvo la siguiente ecuación mediante análisis de regresión:

$$\frac{Y_s}{Y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left(\frac{L'}{Y_a} \right)^{0.43} F_r^{0.61} + 1 \quad [6.34]$$

- Donde:
- Y_s : Profundidad de socavación, en metros (m).
 - Y_a : Profundidad media del flujo en la planicie de inundación en la sección de aproximación, en metros (m).
 - K_1 : Factor de corrección por la forma del estribo, Figura 6.15 y Tabla 6.7.
 - K_2 : Factor de corrección por el ángulo de ataque (θ) del flujo con el talud del estribo, Figura 6.16. Se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$K_2 = (\theta/90^\circ)^{0.13} \quad [6.35]$$

$\theta = 90$ cuando los estribos son perpendiculares al flujo.

$\theta < 90$ si el terraplén se orienta aguas abajo.

$\theta > 90$ si el terraplén se orienta aguas arriba.

- L' : Longitud efectiva del estribo y del terraplén que obstruye el paso de la corriente, en metros (m).
- F_r : Número de Froude de la planicie de inundación en la sección de aproximación, $F_r = V_e / (gY_a)^{1/2}$

- V_e : Velocidad media en el flujo de aproximación, en metros por segundo (m/s). $V_e = Q_e/A_e$
- Q_e : Caudal obstruido por el estribo y el terraplén en la sección de aproximación, en metros cúbicos por segundo (m³/s).
- A_e : Área de flujo de la sección de aproximación obstruido por el estribo y terraplén, en metros cuadrados (m²).

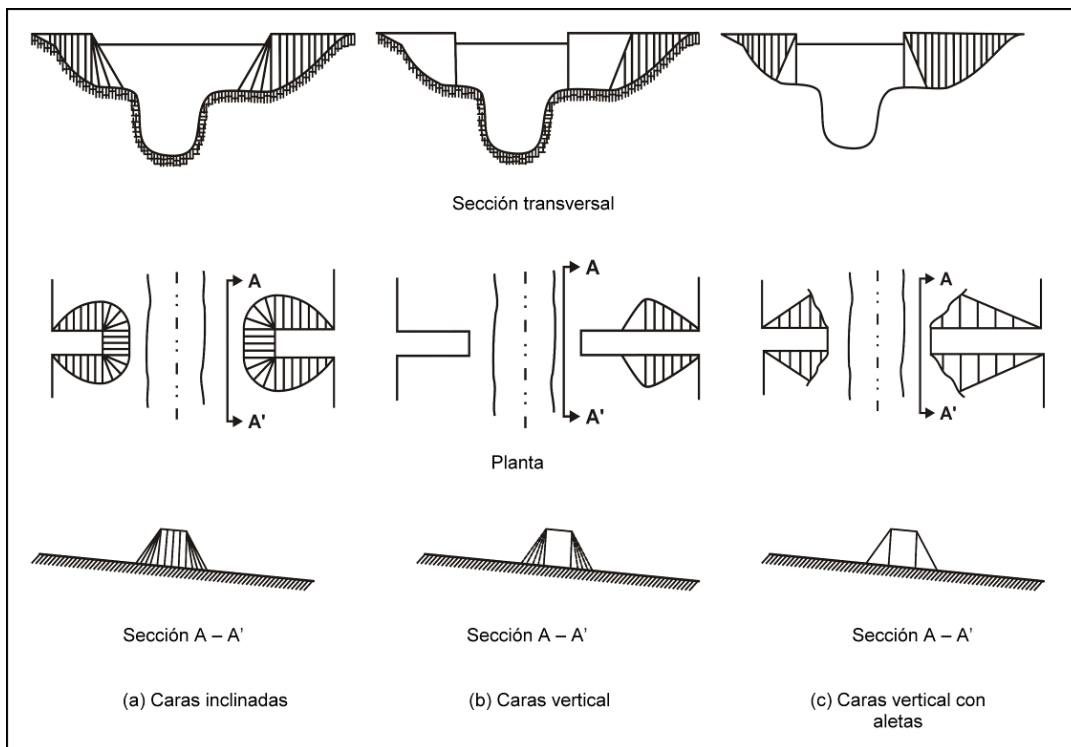


Figura 6.15. - Forma de los estribos. (Referencia 6.2)

Tabla 6.7. - Factor de corrección por forma de los estribos

DESCRIPCIÓN	K_1
Estribos de pared vertical	1.00
Estribos de pared vertical con aletas	0.82
Estribos con todas su caras inclinadas	0.55

El uso de la ecuación [6.34] se recomienda tanto para condiciones de lecho móvil (live-bed) como para agua clara (clear-water).

6.2.3.2.2. Método HIRE

Este método llamado HIRE, fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos, a partir de datos de campo de socavación en espigones construidos en el Río Mississippi, y se puede usar para calcular la socavación en estribos.

La ecuación HIRE se aplica cuando la relación entre la longitud proyectada del estribo y la profundidad de flujo es mayor de 25 ($L/Y_1 > 25$). La ecuación es la siguiente:

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 4 F_r^{0.33} \frac{K_1}{0.55} K_2 \quad [6.36]$$

- Donde:
- Y_s : Profundidad de socavación, en metros (m).
 - Y_1 : Profundidad del flujo en la pata del estribo, ya sea en la planicie de inundación o en el canal principal, en metros (m).
 - Fr : Número de Froude calculado con base en la velocidad y la profundidad adyacente y aguas arriba del estribo.
 - K_1 : Factor de corrección por la forma del estribo (Tabla 6.7)
 - K_2 : Factor de corrección por el ángulo de ataque (θ) del flujo con el talud del estribo, ecuación [6.35] o Figura 6.16.

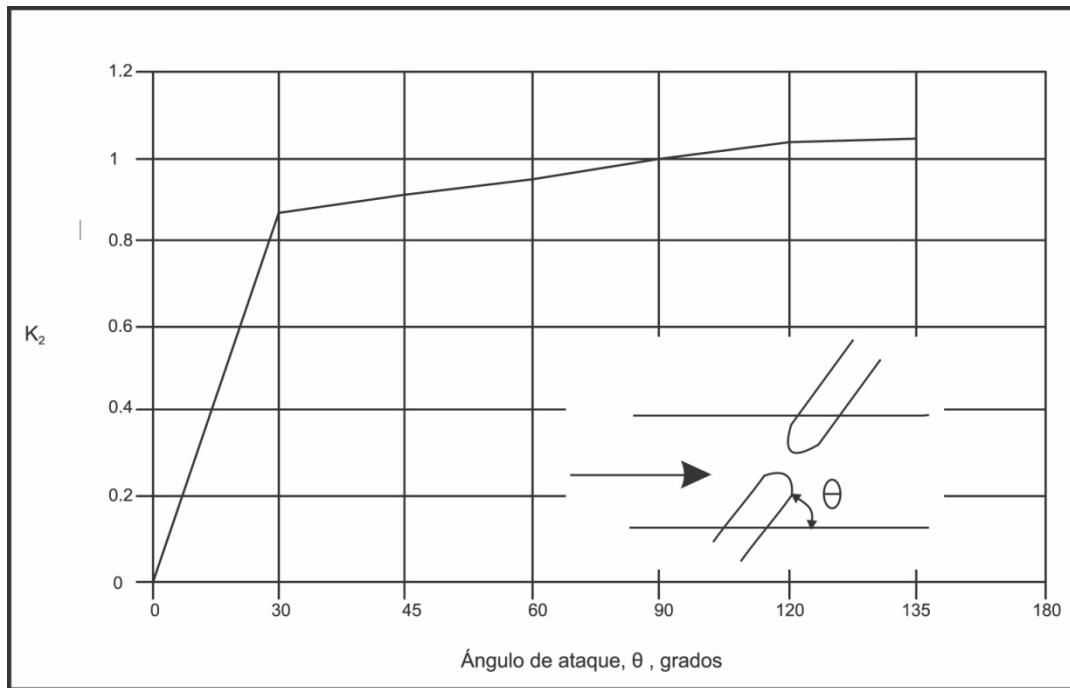


Figura 6.16. - Factor de corrección K_2 por orientación del estribo.

El uso de la ecuación [6.36] se recomienda tanto para condiciones de lecho móvil (live-bed) como para agua clara (clear-water).

6.2.3.2.3. Método de Artamanov

Este método permite calcular la profundidad de socavación al pie de estribos y al pie de espigones (Referencia 6.5). Los factores relevantes que sirvieron de base para el planteamiento del método y sobre la cual se desarrolló la ecuación para calcular la socavación son:

- La relación entre el caudal teórico interceptado por el estribo (Q_1 o Q_2) y el caudal total (Q).
- El talud de las caras del estribo ($R : 1$)
- El ángulo α formado por la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la obra.

La profundidad de la socavación se expresa a partir de la siguiente ecuación:

$$D_s = P_\alpha P_q P_R H_0 \quad [6.37]$$

- Donde: D_s : Socavación total al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre del agua, en metros (m).
- P_α : Coeficiente que depende del ángulo, α , que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente (Tabla 6.8).
- P_q : Coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , siendo Q_1 el caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera, y Q el caudal que escurre por el río (Tabla 6.8).

Este coeficiente se puede calcular como (Referencia 6.9):

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 \left(\frac{Q_1}{Q} \right) - 4.0238 \left(\frac{Q_1}{Q} \right)^2 \quad [6.38]$$

- P_R : Coeficiente que depende del talud del estribo (Tabla 6.8).
- H_o : Profundidad de la lámina de agua junto al estribo antes de la socavación, en metros (m).

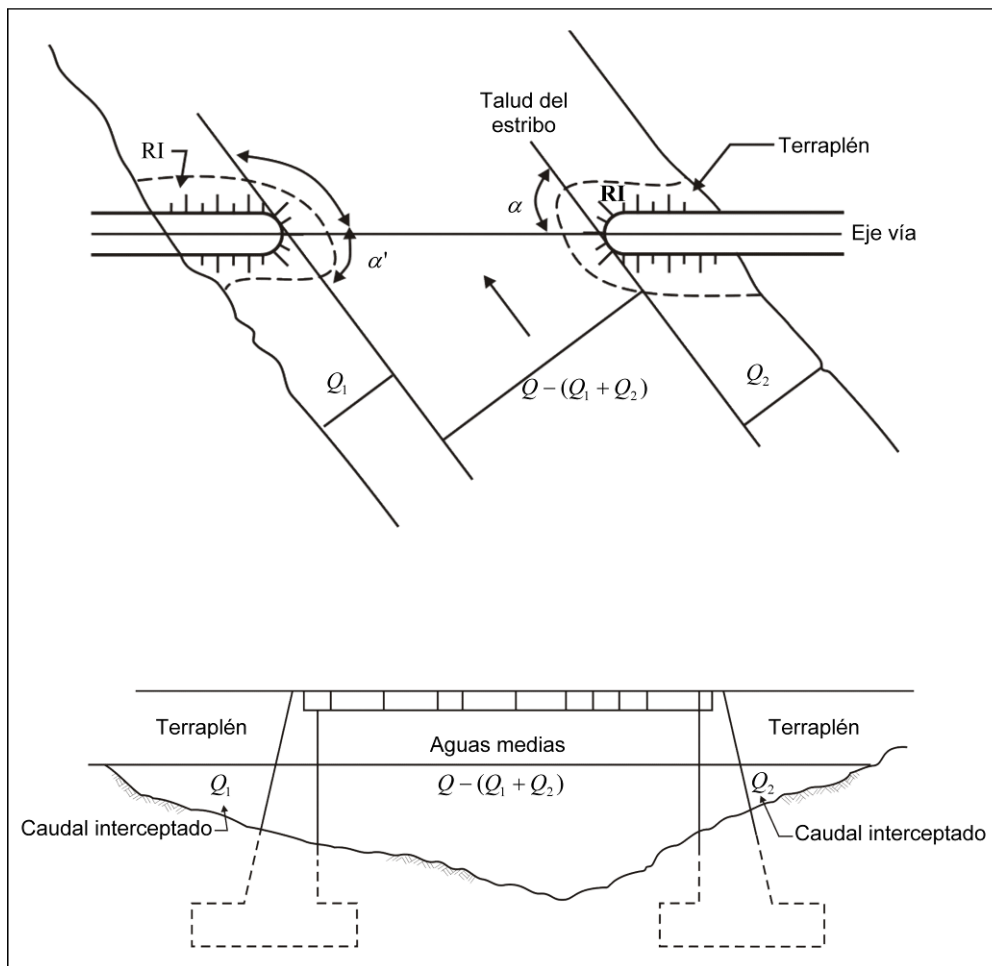


Figura 6.17. - Método de Artamanov. Interceptación de flujo por los estribos dentro del canal

Tabla 6.8. Coeficiente de corrección para el cálculo de socavación en estribos y espigones según Artamanov.

Coeficiente P_α , en función del ángulo α								
	α	20°	60°	90°	120°	150°		
	P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19		
Coeficiente P_q , en función de la relación de caudales								
Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20
Coeficiente P_R , en función del talud								
	Talud R	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	
	P_R	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50	

Cuando se trata de espigones y éstos están contruidos en ambas orillas y localizados unos frente a otros, la socavación se puede reducir en un 75 %, por lo que la ecuación [6.37] quedaría así:

$$D_s = 0.75 P_\alpha P_q P_R H_0 \quad [6.39]$$

No se dispone de ningún criterio que permita estimar la socavación cuando el espigón está cubierto por el agua. Sin embargo, como el que se ha expuesto da el valor máximo que se puede llegar a presentar, conviene considerar en un caso de esos, a Q_1 como el gasto máximo que puede ser interceptado teóricamente por el espigón hasta la corona del mismo y tomar en la fórmula el tirante H_0 .

6.3. APLICACIÓN DE SOFTWARE PARA EL CALCULO DE SOCACION EN PUENTES

Para el cálculo de socavación de puentes se recomienda aplicar el programa computacional de dominio público HEC-RAS (River Analysis System) del US Army Corps Engineering. El programa y sus manuales se pueden obtener en la página web: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras>. Esta herramienta ayuda al proyectista a realizar los cálculos hidráulicos necesarios y los análisis de socavación por contracción y por socavación local, tanto para pilas como para estribos.

6.3.1. Generalidades

El cálculo de la socavación en puentes a partir de la aplicación del software HEC RAS V.4.0, se basa en los métodos presentados en la publicación HEC 18 (FHWA, 2001), los cuales se exponen en este manual. Para desarrollar un análisis de socavación aplicando el HEC RAS, el proyectista debe conocer los procedimientos esbozados en la publicación HEC 18. Adicionalmente, se requieren conocimientos avanzados en el manejo del software.

En orden a desarrollar un análisis de socavación de un puente, el usuario debe desarrollar primero el modelo hidráulico del tramo del río que contiene el puente a ser analizado. Este modelo debe incluir varias secciones aguas abajo del puente, de tal manera que definidas las condiciones de control no se vea afectado los resultados hidráulicos justo aguas arriba del puente. El modelo debe incluir, también, varias secciones aguas arriba, en orden a evaluar a largo plazo el efecto en el perfil de la superficie del agua en el puente, hacia aguas arriba.

La modelación hidráulica del puente debe seguir los procedimientos presentados en el manual de referencia de hidráulica del programa (Referencia 6.11). En lo posible, el modelo debe ser calibrado. Una vez calibrado, se pueden entrar los caudales de las crecientes de diseño a ser utilizadas en los análisis de socavación. En general, se debe tomar la creciente de 100 años.

Después de realizar los cálculos del perfil de la superficie de agua para la creciente de diseño y calcular la distribución del flujo a través de la estructura, la socavación del puente debe ser evaluada. La socavación total producida por un puente se compone de la socavación general (por contracción) y socavación local, tanto en pilas como en estribos. HEC RAS, tiene la capacidad de calcular la socavación por contracción y la socavación local, tanto en pilas como en los estribos.

6.3.2. Socavación por contracción

El programa analiza los cuatro (4) casos de contracción que se pueden presentar y que se mencionan en el numeral 6.2.2.

Para determinar si el flujo de aguas arriba está transportando material del lecho, el programa compara la velocidad media del flujo, V , con la velocidad crítica para iniciación de movimiento, V_c , y determina la condición de análisis ya sea por agua clara (clear water) o por movimiento del lecho (live-bed). Si la velocidad crítica en el material del lecho en la sección de aproximación de aguas arriba del puente es mayor que la velocidad media ($V_c > V$), entonces la condición por agua clara será supuesta; en caso contrario, el programa asumirá la condición por movimiento de lecho. El usuario tiene la opción de establecer la condición que desee analizar, a pesar de la que el programa establezca previamente.

Finalmente, el programa calcula la socavación por contracción por el método de Laursen, de acuerdo con las ecuaciones presentadas en el numeral 6.2.2.

6.3.3. Cálculo de la socavación local en pilas

El método de la Universidad Estatal de Colorado, CSU, es el preestablecido en el programa HEC RAS para el cálculo de la socavación local en pilas, tanto para condiciones de agua clara como para movimiento en lecho. En adición a la ecuación dada por la CSU, la ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich (1991) ha sido adicionada al programa como una ecuación alternativa para calcular la socavación, por ajustar bien con datos observados en campo.

La ecuación propuesta por la CSU, se presenta en el numeral 6.2.3.1.1. La ecuación de Froehlich se puede consultar en la Referencia 6.9.

6.3.4. Cálculo de la socavación local en los estribos

La socavación en estribos puede ser calculada tanto con la ecuación HIRE, numeral 6.2.3.2.2., como con la ecuación de Froehlich (1989), numeral 6.2.3.2.1. La socavación en los estribos es calculada por el programa de manera separada y el usuario sólo es requerido para entrar el tipo de estribo de acuerdo a su forma (con taludes en todas sus caras, vertical, vertical con aletas). El programa selecciona automáticamente los valores de las demás variables de acuerdo a los resultados de la hidráulica del puente y de la configuración predeterminada; sin embargo, el usuario puede cambiar cualquier variable. La localización del pie del estribo se localiza donde el terraplén de la carretera intercepta el terreno natural. Este emplazamiento es muy importante, por cuanto las variables hidráulicas usadas en los análisis de socavación en los estribos serán obtenidas de la distribución del flujo de salida en esta sección de emplazamiento. Si al usuario no le gusta el emplazamiento que el modelo selecciona, los valores pueden ser anulados entrando sus propios valores.

6.3.5. Cálculo de la socavación total en el puente

La socavación total considerada en el HEC-RAS es la combinación de la socavación por contracción y la socavación individual de pilas y estribos. El programa, a través de un reporte, caracteriza la información de entrada y los resultados del análisis y presenta la envolvente de socavación de manera gráfica.

6.3.6. Ejemplo de aplicación

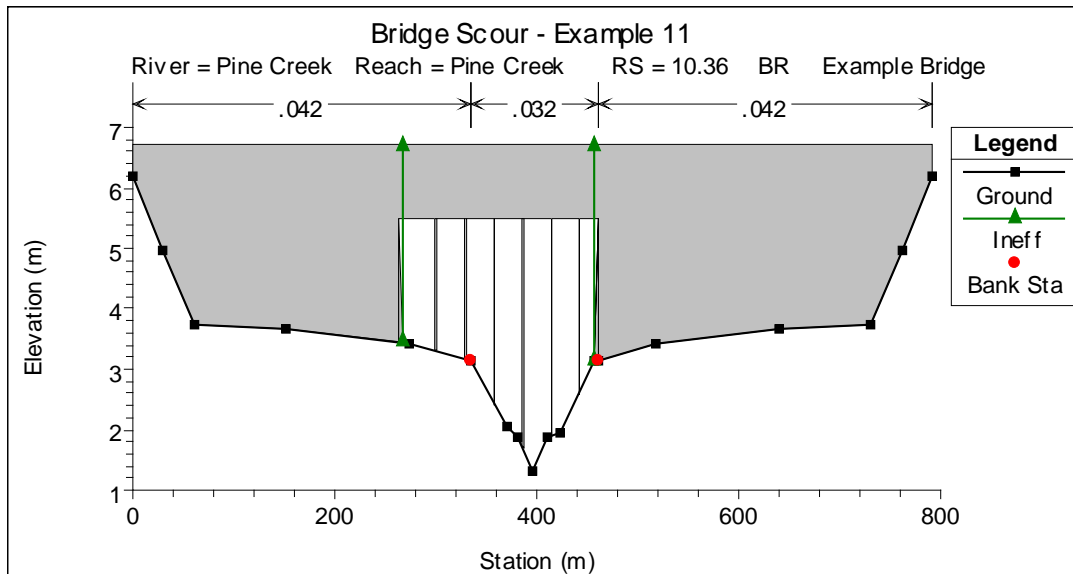
Ejemplo

Este ejemplo presenta el análisis de socavación en puentes aplicando el programa HEC RAS V.4.0. Corresponde al ejemplo 11 desarrollado en la guía de aplicación del programa. Esta aplicación considera los análisis de socavación por contracción, local en pilas y estribos. Las unidades están en sistema métrico.

Para realizar los análisis se desarrolla primero el modelo hidráulico del tramo del río que contiene el puente y se calibra en aras de tener la mayor precisión de la hidráulica del río.

La luz del puente es de 183 m medidos entre estribos y el puente está soportado por seis pilas, cada una con un ancho de 1.52 m y con forma de nariz redonda. El nivel del acabado del tablero corresponde a la cota 6.71 m y el nivel inferior de la infraestructura es de 5.49 m

El caudal de diseño para la crecien de los 100 años es de $849.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y el material de lecho está constituido por arenas con $d_{50} = 0.61 \text{ mm}$.



Solución

– **Socavación por contracción**

A partir de los resultados de la modelación hidráulica del programa HEC RAS V.4.0 para la sección de aproximación 10.48, aguas arriba del puente y la sección 10.36 correspondiente al puente en la cara de aguas arriba, se obtienen los parámetros básicos requeridos para los análisis de socavación por contracción.

Socavación en Puentes - Pine Creek RS: 10.48 – Sección de aproximación					
E.G. Elev (m)	5.26	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.06	Wt. n-Val.	0.042	0.032	0.042
W.S. Elev (m)	5.21	Reach Len. (m)	286.51	195.07	286.51
Crit W.S. (m)	4.42	Flow Area (m2)	350.96	311.91	350.96
E.G. Slope (m/m)	0.000534	Area (m2)	350.96	311.91	350.96
Q Total (m3/s)	849.51	Flow (m3/s), Q_1	214.24	421.02	214.24
Top Width (m)	722.15	Top Width (m), B_1	300.12	121.92	300.12
Vel Total (m/s)	0.84	Avg. Vel. (m/s)	0.61	1.35	0.61
Max Chl Dpth (m)	3.46	Hydr. Depth (m), Y_1	1.17	2.56	1.17
Conv. Total (m3/s)	36775.7	Conv. (m3/s)	9274.7	18226.3	9274.7
Length Wtd. (m)	224.39	Wetted Per. (m)	300.14	121.98	300.14
Min Ch El (m)	1.75	Shear (N/m2)	6.12	13.38	6.12
Alpha	1.55	Stream Power (N/m s)	3.74	18.06	3.74
		Cum Volume (1000			
Frctn Loss (m)	0.23	m3)	226.62	205.16	216.08
C & E Loss (m)	0.11	Cum SA (1000 m2)	274.92	95.63	265.62

Socavación en Puentes - Pine Creek RS: 10.36 BR U					
			Left		
		Element	OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	4.86	Wt. n-Val.	0.042	0.032	
Vel Head (m)	0.37	Reach Len. (m)	15.24	15.24	15.24
W.S. Elev (m)	4.49	Flow Area (m2)	74.64	259.8	
Crit W.S. (m)	4.03	Area (m2)	74.64	259.8	
E.G. Slope (m/m)	0.003548	Flow (m3/s), Q ₂	109.11	740.4	
Q Total (m3/s)	849.51	Top Width (m), B ₂	66.46	118.52	
Top Width (m)	184.99	Avg. Vel. (m/s)	1.46	2.85	
Vel Total (m/s)	2.54	Hydr. Depth (m), Y _o	1.12	2.19	
Max Chl Dpth (m)	3.13	Conv. (m3/s)	1831.7	12429.5	
Conv. Total (m3/s)	14261.2	Wetted Per. (m)	71.54	137.14	
Length Wtd. (m)	15.24	Shear (N/m2)	36.31	65.92	
Min Ch El (m)	1.36	Stream Power (N/m s)	53.07	187.85	
Alpha	1.14	Cum Volume (1000 m3)	133.04	144.91	126.42
Frctn Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m2)	189.02	71.01	180.49
C & E Loss (m)	0.02				

A partir del método de Laursen cuyas ecuaciones y definición de términos se presentan en el numeral 6.2.2, el programa calcula la socavación por contracción. El usuario tiene la opción de decidir si usa la condición de lecho móvil (live-bed) o agua clara (clear-water). Si el usuario selecciona la opción *default*, el programa opta por la ecuación más apropiada a partir de la evaluación de la velocidad media en la sección de aproximación y velocidad crítica que transportará material más fino que el D₅₀. En este ejemplo se tiene condición de lecho móvil y la ecuación [6.19] es la empleada.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{K_1}$$

Todas las variables, excepto K₁ y d₅₀, son obtenidas del archivo de salida del HEC RAS. Sin embargo, el programa tiene una opción que permite realizar el cálculo de K₁ a partir del valor d₅₀ (0.61 mm) y la temperatura del agua (15.6° C). Aplicando la herramienta anterior se obtienen los valores de K₁. Para este ejemplo, al interior del puente por la margen derecha no hay flujo, es decir que éste transcurre a través del puente entre el cauce principal y por la planicie de inundación de la margen izquierda.

Los valores para cada una de las variables que conforman la ecuación, tanto para las planicies de inundación como para el cauce principal, (Left OB, Channel, Right OB), corresponden a:

- K₁ = 0.59; 0.64; 0.59
- Y₁ = 1.17; 2.56; 1.17
- Q₁ = 214.24; 421.02; 214.24
- B₁ = 300.12; 121.92; 300.12

- $Y_o = 1.12; 2.19$ (No hay flujo al interior del puente por la margen derecha)
- $Q_2 = 109.11; 740.40$ (No hay flujo al interior del puente por la margen derecha)
- $B_2 = 66.42; 118.52$ (No hay flujo al interior del puente por la margen derecha)

De esta manera, se puede despejar Y_2 que para el canal principal resulta como:

$$Y_2 = 2.56 \left(\frac{740.4}{421.02} \right)^{6/7} \left(\frac{121.92}{118.52} \right)^{0.64} = 4.23 \text{ m}$$

Y, por tanto, el valor de la socavación por contracción será:

$$Y_s = 4.23 - 2.19 = 2.04 \text{ m}$$

- Socavación local en pilas

La ecuación [6.23] propuesta por la Universidad Estatal de Colorado, CSU, es la ecuación predeterminada en el software HEC RAS v.4.0., para el cálculo de la socavación en pilas bajo condiciones tanto de aguas claras (clear-water) como en lecho móvil (live-bed). Por otro lado, como otra alternativa el programa tiene la opción de aplicar el método de Froehlich (1988).

La ecuación propuesta por la CSU y la definición de términos se presentan en el numeral 6.2.3.1.1. La ecuación corresponde a:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{\alpha}{y_1} \right)^{0.65} F_{R_1}^{0.43}$$

Para resolver esta ecuación, se requiere determinar el valor de y_1 = profundidad del flujo justo aguas arriba de la pila, y la velocidad V_1 . El programa ofrece dos opciones para su cálculo. Una es aplicar la máxima profundidad y_1 y la velocidad V_1 calculada en todas las pilas y la otra es determinar estos valores en cada una de las pilas.

En el desarrollo de este ejemplo, se opta por la primera opción y los valores se obtienen de la herramienta de distribución de la velocidad en los resultados hidráulicos del programa, de la sección 10.37, la cual representa las condiciones hidráulicas justo aguas arriba del puente. Estos valores son:

Socavación en puentes - Pine Creek – distribución de la velocidad - RS: 10.37									
	Pos	Left Sta (m)	Right Sta (m)	Flow (m ³ /s)	Area (m ²)	W.P. (m)	Percent Conv	Hydr Depth(m)	Velocity (m/s)
1	LOB	0	65.94	0	13.41	26.38	0	0.51	0
3	LOB	131.89	197.83	0	63.18	65.94	0	0.96	0
5	LOB	263.77	335.28	116.18	92.13	71.51	13.68	1.29	1.26
6	Chan	335.28	341.61	18.09	9.88	6.33	2.13	1.56	1.83
8	Chan	347.94	354.27	26.13	12.32	6.33	3.08	1.95	2.12
10	Chan	360.60	366.93	35.31	14.76	6.33	4.16	2.33	2.39
12	Chan	373.26	379.59	43.33	16.69	6.33	5.10	2.64	2.60
14	Chan	385.93	392.26	54.15	19.08	6.34	6.37	3.01	2.84
15	Chan	392.26	398.59	60.35	20.36	6.33	7.10	3.22	2.96
16	Chan	398.59	404.92	56.14	19.50	6.33	6.61	3.08	2.88
18	Chan	411.25	417.58	45.35	17.15	6.33	5.34	2.71	2.64
20	Chan	423.91	430.24	39.30	15.74	6.33	4.63	2.49	2.50
22	Chan	436.57	442.90	28.65	13.02	6.33	3.37	2.06	2.20
24	Chan	449.23	455.56	19.39	10.30	6.33	2.28	1.63	1.88
25	Chan	455.56	461.89	16.13	9.23	6.33	1.90	1.46	1.75
26	ROB	461.89	528.01	0	76.04	66.12	0	1.15	0
28	ROB	594.13	660.25	0	61.54	66.12	0	0.93	0
30	ROB	726.36	792.48	0	13.56	26.55	0	0.51	0

De la tabla anterior se seleccionan los siguientes valores:

$$Y_1 = 3.22 \text{ m. y } V_1 = 2.96 \text{ m/s.}$$

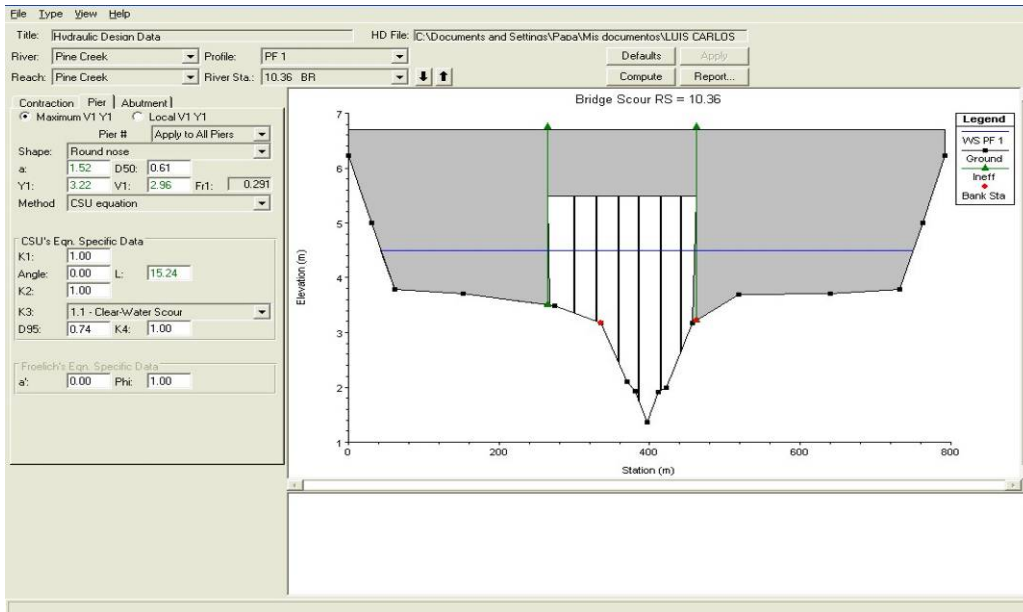
Con esta información se calcula el número de Froude,

$$F_r = \frac{2.96}{\sqrt{9.81 \times 3.22}} = 0.53$$

La información adicional para las pilas corresponde a:

- Forma de las pilas: Nariz redonda (Round nose)
- Ancho (m) = 1.52
- d_{50} (mm) = 0.61
- Profundidad aguas arriba, Y_1 , (m) = 3.22
- Velocidad aguas arriba, V_1 (m/s) = 2.96
- Factor de corrección por la forma de la nariz, $K_1 = 1.0$
- Ángulo de ataque de la corriente de aproximación a la pila = 0
- Longitud de la pila en el sentido de la corriente (m) = 15.24

- Factor de coeficiente por ángulo de ataque de la corriente, $K_2 = 1.00$
- Coeficiente por condiciones de lecho, $K_3 = 1.10$
- Tamaño del material del lecho para el cual el 95 % es más fino, $d_{95} = 0.74 \text{ mm}$
- Factor de corrección por acorazamiento, $K_4 = 1.0$



En la tabla del lado izquierdo de la figura se presentan los campos con la información correspondiente para el cálculo de la socavación local por pilas.

Los valores de: a , d_{50} , Y_1 , V_1 y L , son recuperados por el programa de los análisis de la hidráulica y de la geometría suministrada al modelo; en relación con las demás variables, el usuario suministra los datos.

Resolviendo la ecuación [6.23] de la Universidad Estatal de Colorado, CSU, la socavación por pilas será:

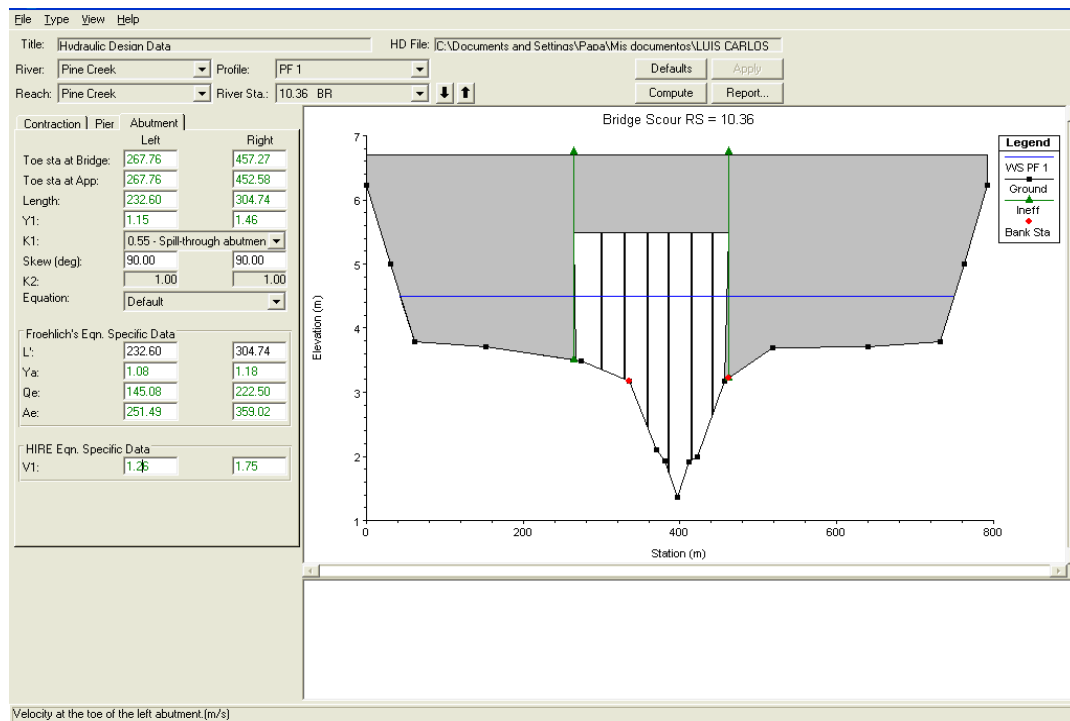
$$Y_s = 3.22 \times 2.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 1.0 \times \left(\frac{1.52}{3.22}\right)^{0.65} \times 0.53^{0.43} = 3.31 \text{ m}$$

1) Socavación local en los estribos

El programa calcula la socavación en estribos tanto por la ecuación HIRE, numeral 6.2.3.2.2., como por la ecuación de Froehlich (1989), numeral 6.2.3.2.1. El cálculo se realiza para cada estribo de manera separada y el usuario sólo requiere entrar el tipo de estribo de acuerdo a su forma (con taludes en todas sus caras, vertical, vertical con aletas).

La información para cada estribo corresponde a:

Estribo	Izquierdo	Derecho
Abscisa de la pata del estribo (Sección 10.36 del ejemplo)	267.76	457.27
Abscisa de la pata del estribo en la sección de aproximación (Sección 10.48)	267.76	452.58
Longitud del estribo y del terraplén de acceso	232.60	304.74
Profundidad del flujo en la pata del estribo, Y_1 . (m)	1.15	1.46
Factor de corrección por la forma del estribo, K_1 , (Tabla 6.7)	0.55 – Estribos con talud en todas sus caras	
Orientación del estribo con respecto a la corriente, θ	90	90
Factor de corrección por orientación del estribo, K_2 , (Figura 6.16)	1.00	1.00
Datos específicos para aplicación de la ecuación de Froehlich's		
Longitud del estribo y del terraplén de acceso proyectados normal al flujo, L' . (m)	232.60	304.74
Profundidad promedio del flujo que es bloqueado por el estribo en la planicie de inundación en la sección de aproximación, Y_a	1.08	1.18
Caudal obstruido por los estribos y el terraplén de acceso en la sección de aproximación, Q_e . (m^3/s)	145.08	222.50
Área del flujo obstruida por los estribos y el terraplén de acceso en la sección de aproximación, A_e . (m^2)	251.49	359.02
Datos específicos para aplicación de la ecuación HIRE		
Velocidad en la pata del estribo, V_1 . (Sección 10.37 del ejemplo)	1.26	1.75



Tal como se indica en la figura anterior, el programa selecciona automáticamente los valores de las variables de acuerdo a los resultados de la hidráulica del puente y de la geometría predeterminada; sin embargo, el usuario puede cambiar cualquier variable. La abscisa de la pata del estribo se localiza donde el terraplén de acceso intersecta el terreno natural. Esta abscisa es muy importante, ya que las variables hidráulicas usadas en los análisis de socavación en los estribos son obtenidas de la distribución del flujo en la abscisa de esta sección transversal. Si el usuario no está

de acuerdo con las abscisas que el modelo selecciona, éstas pueden ser reemplazadas entrando sus propios valores.

El programa, por defecto, selecciona la ecuación más apropiada a aplicarse en los análisis, y el criterio es tomar como referencia la relación entre la longitud del terraplén de acceso dividida por la profundidad de aproximación. Si este factor es mayor a 25, el programa usará la ecuación HIRE; en caso contrario, utilizará la ecuación de Froehlich.

$$\text{Estrizo izq. } \frac{L'}{Y_a} = \frac{232.60}{1.08} = 215.37 \quad \text{Estrizo der. } \frac{L'}{Y_a} = \frac{304.74}{1.18} = 258.25$$

Según los resultados anteriores se usa la ecuación HIRE, y la profundidad de socavación Y_s , será:

$$\text{Estrizo izq. } Y_s = 1.15 \times 4 \times (0.38)^{0.33} \times \frac{0.55}{0.55} \times 1.0 = 3.34\text{m}$$

$$\text{Estrizo der. } Y_s = 1.46 \times 4 \times (0.46)^{0.33} \times \frac{0.55}{0.55} \times 1.0 = 4.52\text{m}$$

Finalmente, la socavación total en el puente es la combinación de la socavación por contracción y la socavación local por pilas y estribos.

Socavación por Contracción

	Banca Izq.	Canal
Profundidad de socavación Y_s (m):	0.48	2.04
Velocidad crítica (m/s):	0.54	0.61
Ecuación:	Laursen (Live-bed)	

Socavación por Pilas

Todas las pilas tienen la misma profundidad de socavación

Profundidad de socavación Y_s (m):	3.3
Número de Froude:	0.53
Ecuación:	CSU

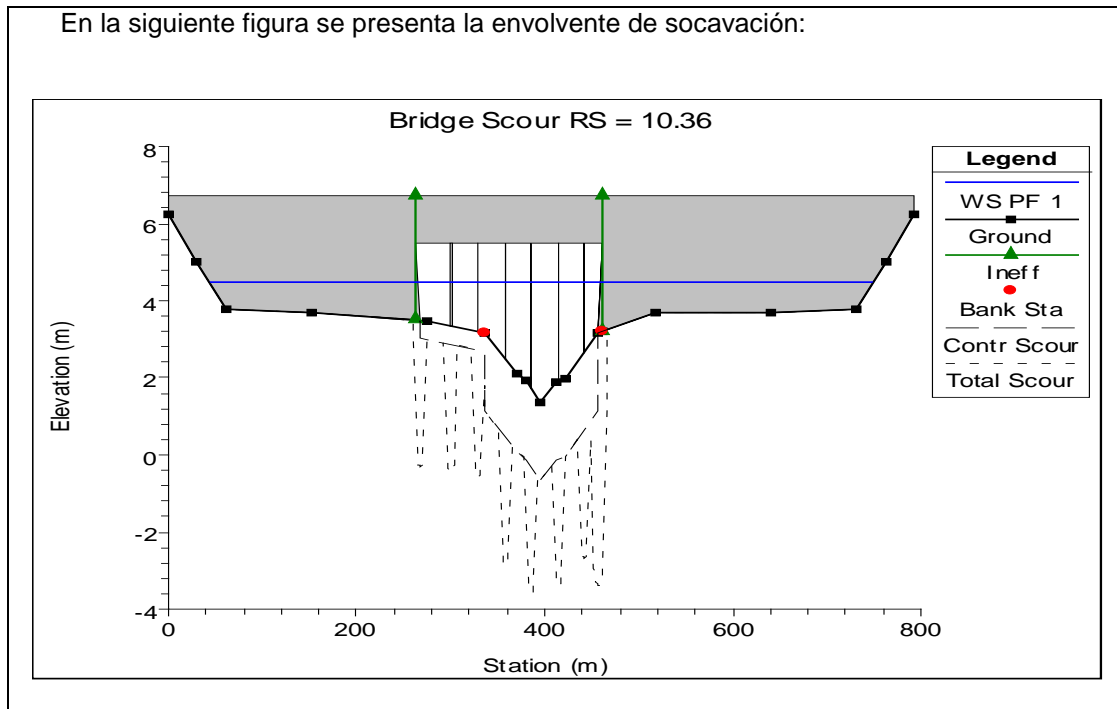
Socavación en los estribos

	Izquierdo	Derecho
Profundidad de socavación Y_s (m):	3.33	4.53
Número de Froude:	0.38	0.46
Ecuación:	HIRE	HIRE

Profundidades de socavación combinadas

Socavación por pilas + Socavación por contracción (m):	Banca izquierda:	3.78
	Canal:	5.34
Socavación estribo izquierdo + Socavación por contracción (m):	3.81	
Socavación estribo derecho + Socavación por contracción (m):	6.57	

En la siguiente figura se presenta la envolvente de socavación:



6.4. SOCAVACIÓN EN OBRAS MENORES (Referencia 6.10)

Las alcantarillas y box culvert generan concentraciones de aguas, las cuales producen varios fenómenos, así:

- Socavación por flujo concentrado, si el fondo de la estructura se encuentra descubierto.
- Erosión aguas abajo de la estructura por chorros concentrados de agua a velocidades generalmente altas. Estos chorros pueden producir cárcavas de erosión de gran magnitud, si la fuerza tractiva de la corriente es superior a la resistencia a la erosión.

Breusers y Raudhivi (1991) recomiendan utilizar las siguientes expresiones para determinar la profundidad, el ancho y la longitud de las fosas de socavación aguas abajo de las alcantarillas:

- Profundidad de Socavación, Y_s :

$$\frac{Y_s}{D} = 0.65 \left(\frac{V}{V_c} \right)^{1/3} \quad [6.40]$$

- Ancho de Socavación, B_s

$$\frac{B_s}{D} = 7.5 (F_r)^{2/3} \quad [6.41]$$

- Longitud de Socavación, L_s

$$\frac{L_s}{D} = 15 (F_r)^{2/3} \quad [6.42]$$

Donde: V: Velocidad promedio en la alcantarilla, en metros por segundo (m/s).

D: Diámetro de la alcantarilla, en metros (m).

V^*_c : Velocidad cortante crítica para el material del suelo, en metros por segundo (m/s).

F_r : Número de Froude.

6.5. MEDIDAS PREVENTIVAS Y DE PROTECCIÓN CONTRA LOS PROCESOS DE SOCAVACIÓN

6.5.1. Generalidades

Los criterios de diseño y las medidas para contrarrestar los procesos de socavación y agradación en puentes deben emanar del entendimiento adecuado de sus mecanismos de desarrollo y sus causas. En tal sentido, el proyectista debe prever, como mínimo, durante la etapa de diseño, construcción o para resolver procesos activos de socavación en puentes construidos, las medidas que se indican a continuación.

6.5.2. Criterios de diseño en puentes para minimizar la socavación

Para minimizar la socavación en el diseño de un puente se deben considerar dos aspectos:

- Selección del sitio de cruce de la corriente para reducir el riesgo de exceso de socavación.
- Diseño de la cimentación y de la superestructura del puente para reducir al mínimo la profundidad total de socavación en el sitio de cruce seleccionado.

6.5.2.1. Selección del sitio

Las características geológicas e hidráulicas de un río pueden cambiar considerablemente en distancias cortas, por lo que es importante seleccionar de manera adecuada el sitio de cruce. En el proceso de análisis de alternativas se deben considerar los siguientes factores en la selección del emplazamiento del puente:

- Longitud del puente. Consideraciones de tipo económico pueden determinar la elección del punto de cruce más corto.
- Inestabilidad del cauce. Evidencia de inestabilidad existente en el cauce, incluyendo procesos de degradación y agradación, movimiento lateral y erosión de las márgenes y problemas hidráulicos en otros puentes de la zona, se debe tener en cuenta en la elección del lugar de cruce.
- Obras de encauzamiento. Los costos asociados con el encauzamiento del río en el área aferente de las obras del puente influyen en la selección del sitio. En los tramos rectos y relativamente estables, el patrón del flujo y la sección transversal se mantienen, por lo cual no requieren de obras de encauzamiento y la selección de un lugar de paso se rige principalmente por el ancho del cauce principal y la proporción del flujo en la planicie de inundación. La mejor opción corresponde a los sitios con el canal principal más estrecho y la menor proporción de flujo de inundación. La selección del sitio se hace más difícil en los ríos menos estables donde, con frecuencia, será necesario algún tipo de trabajo de encauzamiento del río. Se deben seleccionar los sitios que requieren un mínimo de encauzamiento en los ríos; por ejemplo, los sitios donde se pueden encontrar afloramientos de roca o de otro tipo de control que limite de manera efectiva el movimiento lateral del cauce del río.
- Localización con respecto a las curvas. Los puentes localizados en curvas cerradas experimentan a menudo problemas debido al cambio del cauce. En general, localizarlos en tramos rectos o curvas suaves resulta técnicamente más viable, porque dichos sitios minimizan la posibilidad de un enfoque oblicuo al río y presentan una distribución bastante uniforme del flujo a través de la sección del puente. En los ríos meándricos, la alternativa es entre una ubicación en una curva o cruzar el cauce en un sitio más amplio. En las curvas, el cauce es usualmente más estrecho y más profundo, mientras que en el tramo entre curvas el canal es más ancho, pero puede ser lateralmente más estable. Puede ser posible localizar el puente en un punto de control donde el río ha estado permanentemente fluyendo, independientemente de los cambios meándricos de los cursos fluviales pasados. La evidencia de erosión del pasado en las orillas o el exceso de movimiento lateral hace que

normalmente un sitio sea inadecuado, salvo que se prevea el encauzamiento del río. La mayor profundidad de socavación se produce normalmente en el lado exterior de las curvas del río, lo que implica que sólo las pilas localizadas en este lado de la curva deben ser diseñadas para la mayor profundidad de socavación. En tramos rectos, por el contrario, el punto de mayor profundidad de socavación puede cambiar de un lado a otro, razón por la cual todas las pilas deben ser diseñadas para la socavación máxima.

- Abanicos aluviales. Puentes situados en abanicos aluviales experimentan problemas a menudo debido a la continua inestabilidad del cauce. El cauce se puede degradar, agrandar o puede cambiar de repente su alineamiento. Normalmente, es mejor seleccionar una ubicación en el punto de divergencia, donde el cauce es más estable.
- Influencias externas. Actividades existentes o planeadas, como la explotación minera del cauce, la deforestación de la cuenca y la construcción de una presa pueden imponer la elección de un sitio alejado de esa actividad.

6.5.2.2. Diseño de la cimentación para minimizar la socavación

Los siguientes factores referentes a la selección del tipo de cimentación y a la elevación de la superestructura del puente deben ser considerados en las primeras etapas del diseño, con fin de minimizar la socavación:

- Abertura del puente. En un puente donde la superestructura interfiere con el área del flujo en el cauce de aproximación, la socavación ocurre debido a la contracción del flujo. Los puentes sin obstáculos que interfieran con el cauce son preferibles. Al mismo tiempo, es importante asegurar que el puente se diseñe con el gálibo adecuado entre el nivel máximo del agua y el nivel más bajo de la superestructura.
- Forma de las pilas. Las pilas de los puentes con forma circular tienen una clara ventaja sobre todas las demás formas debido a su completa tolerancia en los cambios del alineamiento del flujo. Para la cimentación sobre pilotes, es mejor desarrollar la capacidad portante usando pocos pilotes profundos, porque la socavación local se reducirá en consecuencia. Pilotes con viga cabezal, pilas inclinadas y pilas cimentadas en caissons podrían empeorar la socavación local si la cimentación, viga cabezal o caissons se encuentran al nivel del lecho del río o sobre él.
- Forma de los estribos. Para los estribos que se localizan cerca del borde del canal se han experimentado reducciones considerables en la

profundidad de socavación en los estribos con forma hidrodinámica. Por ejemplo, la socavación local en estribos con talud en todas sus caras puede llegar a ser menor al 50 % que en el mismo estribo con cara vertical.

- Escombros. En sitios donde los escombros son permanentes, se debe considerar la probabilidad de la acumulación de ellos en la cimentación. Las pilas de forma hidrodinámica causan menos acumulación de escombros.
- Profundidad de la cimentación. Si para la cimentación de un nuevo puente se proyecta el uso de zapatas, se recomienda que el nivel superior de la zapata quede a un nivel igual o inferior al calculado para la profundidad de la socavación total. Si este nivel es influenciado por lechos rocosos no erosionables, entonces la mínima elevación recomendada para la zapata será el nivel de control de lecho de roca para evitar costos innecesarios durante la construcción y trastornos para la estabilidad del lecho rocoso. Sin embargo, se debe mantener la asesoría de un especialista en geotecnia sobre la estabilidad de la roca en estas condiciones. Para cimentaciones con pilotes, suele ser más conveniente y económico construir una viga cabezal sobre el nivel normal del agua después de hincar los pilotes hasta el nivel de cimentación adecuado y estructuralmente seguro.

6.5.3. Obras correctivas para el control de la socavación.

Los métodos para proteger los puentes de los procesos de socavación y de la inestabilidad fluvial incluyen estructuras para el control de la pendiente del cauce, estructuras para el encauzamiento del río, protección de las márgenes, mejoras en el canal principal y obras de protección en pilas y estribos.

En la Tabla 6.9 se presentan las diferentes obras que se podrían implementar para mitigar un proceso de socavación en un puente de acuerdo con el tipo de socavación.

Tabla 6.9. - Medidas para prevenir la socavación en puentes de acuerdo al tipo de socavación (Adaptado de la Referencia 6.7)

TIPO DE SOCAVACIÓN	MEDIDA CORRECTIVA	EJEMPLOS	PROPÓSITO
Erosión lateral	Revestimiento	Enrocados (Riprap), gaviones, tetrápodos, llantas usadas, plantación de vegetación, etc.	Prevención de la erosión en las márgenes del canal en la vecindad del puente; estabilización del alineamiento del cauce.
	Diques retardadores	Pilotes de madera, pilotes de acero, tetraedros, plantación de vegetación.	Reducción de la velocidad del flujo cerca de las márgenes del cauce e inducir el depósito de sedimentos; estabilización del alineamiento del cauce.
	Espigones	Espolones, tablestacas, diques	Reducción de la velocidad del flujo cerca de las márgenes del canal e inducir el depósito de sedimentos. Estabilización del alineamiento del canal
Degradación	Presas		Control de la pendiente del cauce
	Revestimiento de canales	Concreto o solado en concreto bituminoso	Control en la degradación del cauce
	Modificación en el puente	Incremento de la luz del puente	
Agradación	Mejoras en el cauce	Dragados y limpieza del cauce Construcción de un canal piloto	Incremento en el transporte de sedimentos para reducir la sedimentación en la sección transversal del puente.
	Minería controlada		Reducción de entrada de sedimentos al sitio del puente
	Desechos provenientes de la cuenca		Reducción de entrada de sedimentos al sitio del puente
Socavación local	Revestimiento	Enrocados, gaviones, tetrápodos, llantas usadas, etc.	Reducir la socavación local
	Elementos que alteren el flujo	Pilotes localizados aguas arriba de la pilas, aletas deflectoras, collares.	Desviar la corriente lejos de las pilas para reducir la socavación local en pilas
	Recalce de las pilas del puente		Reducir la socavación local en pilas
	Guía de las márgenes		Mejorar el alineamiento del flujo en la sección transversal del puente; reducción de la socavación local en los estribos

6.5.4. Protección lateral de cauces.

6.5.4.1. Consideraciones generales

Por el relieve de la geografía colombiana, es común proyectar corredores viales paralelos a las corrientes naturales, las cuales se ven abocadas a procesos erosivos de tipo lateral causados por la dinámica fluvial o la divagación del cauce y que, en muchos casos, conduce a la construcción de obras de protección de las márgenes o rectificación de cauces, con el objeto de proteger las carreteras.

Las obras más empleadas para las defensas contra estas erosiones laterales son los espigones. Otras obras son los muros de defensa, que sirven de protección directa de las márgenes frente a erosiones de tipo lateral. La regularización de taludes sometidos a fenómenos de erosión por las aguas y su recubrimiento con materiales sueltos en forma de enrocados, es otra aplicación de las obras longitudinales de defensa en los cauces torrenciales. Son de gran sencillez y economía, si se dispone en el propio cauce de materiales de tamaño adecuado para que la tensión crítica de arrastre del recubrimiento sea superior a la tensión tractiva de las aguas que transcurren en las crecientes extraordinarias.

La tensión tractiva de las aguas, se refiere a la tensión que ejercen éstas sobre el contorno móvil del cauce que las limita, que erosiona y transporta los materiales, principalmente en forma de acarreo. A esta tensión tractiva se opone la resistencia que presentan los materiales a ser desprendidos y transportados y suele denominarse tensión límite de arrastre o tensión crítica.

Otro sistema de corrección consiste en revestir las márgenes, previa regularización de sus taludes, mediante la implantación de una cubierta vegetal de tipo arbustivo o subarbustivo. Existen otras técnicas, como el empleo de bolsacretos, colchacretos, prefabricados en concreto (tetrápodos, toskano, dolo, etc.), tablestacas y geosintéticos con aplicación para el control de la erosión.

En este manual se hace énfasis en el diseño de espigones como obras de protección de orillas de ríos, por ser de las obras más generalizadas en ingeniería fluvial empleadas en Colombia para las defensas contra las erosiones laterales de los ríos, y toma como referencia las recomendaciones de Maza Álvarez. En todo caso, al planear obras de protección de márgenes, el proyectista debe tener un pleno conocimiento de los mecanismos que inducen la erosión de las orillas de los ríos, de tal forma que le permita seleccionar el tipo de obra más apropiada y económica.

6.5.4.2. Diseño de espigones (Referencia 6.10)

Los puntos más importantes que ha de considerar el proyectista al diseñar una protección a base de espigones son:

- Localización en planta, radios de curvatura.
- La longitud de los espigones.
- La separación entre los espigones.
- La elevación y la pendiente de la corona.
- El ángulo de orientación con respecto a la orilla.
- La permeabilidad de los espigones.
- La socavación en la curva y la socavación local en el extremo del espigón.

6.5.4.2.1. Localización en planta

Al proyectar una obra de defensa respetando la orilla actual o bien en una margen nueva (al hacer una rectificación), se requiere trazar en planta el eje del río y, en las orillas, delinear una línea paralela al eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones. La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea. La separación entre las nuevas orillas, es decir, el ancho B , (Figura 6.18) estará dada por el estudio de estabilidad de la corriente que se haya hecho.

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos, conviene, dentro de lo posible, que los radios de las curvas, medidos hasta el eje del río, tengan la longitud, R , siguiente:

$$2.5B < R < 8B \quad [6.43]$$

Donde: R : Radio de curva

B : Ancho del río

Cuando la curva es uniforme (rectificación) todos los espigones tienen la misma longitud y ángulo de orientación y, por lo tanto, la separación entre ellos es la misma.

Al respetar los radios anteriores, la defensa que se haga en base a espigones trabajará eficientemente. Si los radios son menores, la separación entre espigones disminuye y es económicamente preferible construir una defensa marginal apoyada en la orilla. Si los radios son mayores, el río tiende a formar un cauce con menores radios y no todos los espigones trabajaran eficientemente.

Cuando sólo se desea proteger las orillas actuales de un río y no es posible hacer trabajos de rectificación, la línea que une los extremos de los espigones se deberá trazar lo más uniformemente posible, aunque necesariamente no tendrá un radio único.

Al proteger, ya sea una sola curva o un tramo completo, los tres primeros espigones de aguas arriba deben tener longitud variable. El primero deberá ser el de menor longitud posible (igual al tirante) y los otros dos aumentan uniformemente, de tal manera que el cuarto ya tenga la longitud del proyecto. La pendiente de la corona debe ser uniforme en todos ellos.

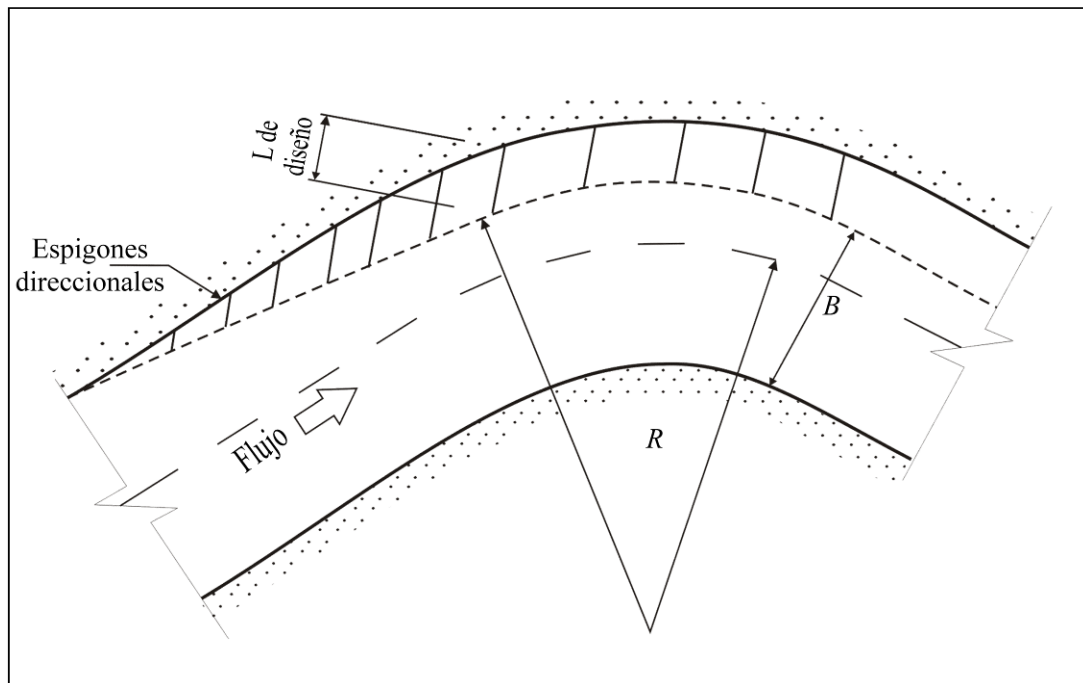


Figura 6.18. - Colocación de espigones cortos direccionales antes del primer espolón de diseño

En la Figura 6.19, se presenta la localización en planta de espigones.

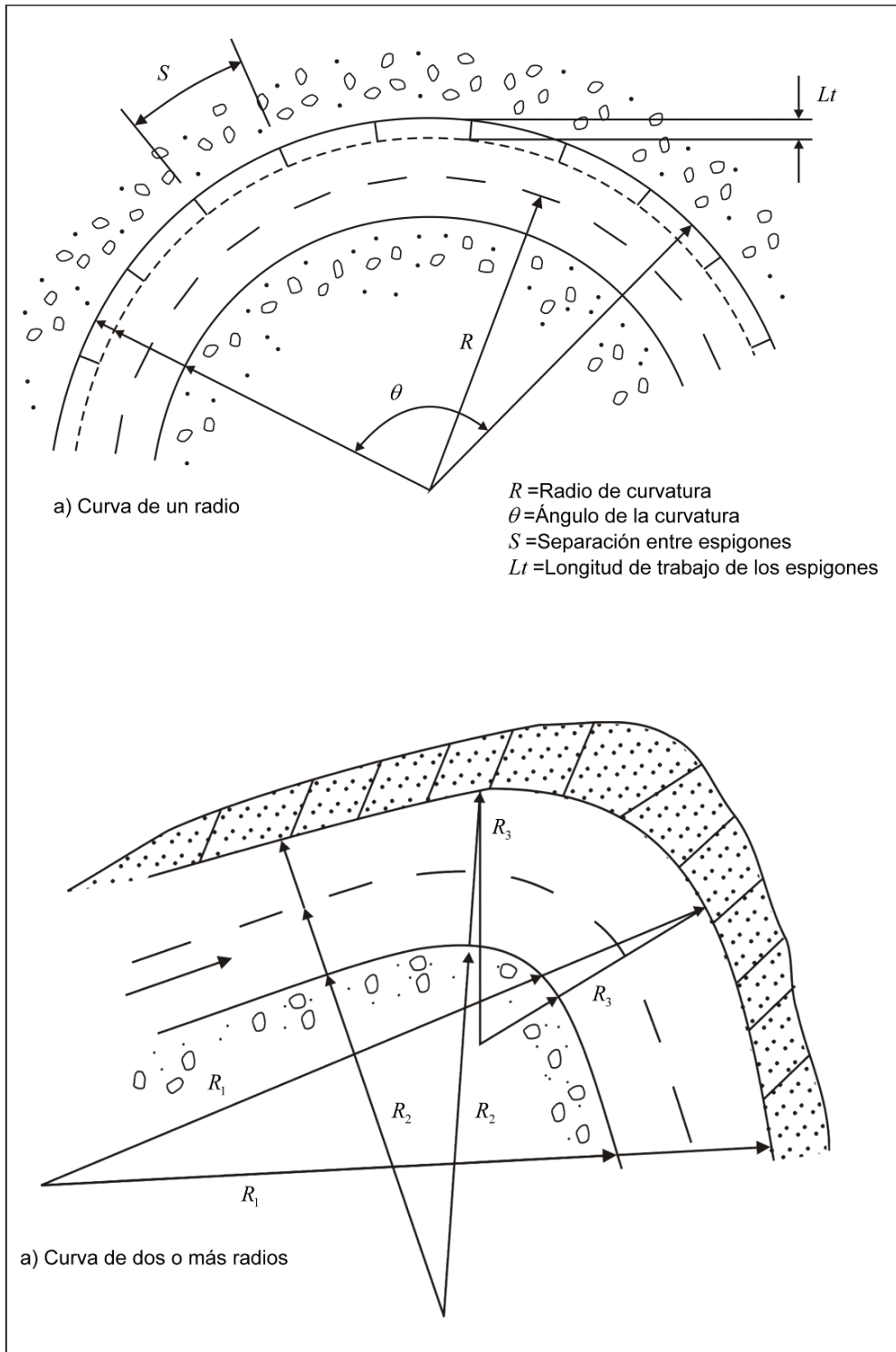


Figura 6.19. - Localización de espigones en planta

6.5.4.2.2. Longitud de los espigones

La longitud total de un espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. La primera es la que inicialmente está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente.

La longitud de trabajo, medida sobre la corona, se selecciona independientemente, y se ha comprobado que conviene que esté dentro de los siguientes límites:

$$h \leq L_T \leq B/4 \quad [6.44]$$

Donde: B: Ancho medio del cauce.

h: Tirante medio

Las anteriores variables corresponden al caudal dominante, el cual determina las dimensiones y características principales del cauce natural lleno y es considerado como el caudal que tiene un periodo de retorno de aproximadamente 1,5 años.

Se recomienda que la longitud de anclaje, L_a , sea, como máximo:

$$L_a = L_T/4 \quad [6.45]$$

A criterio del proyectista, los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje o empotramiento.

6.5.4.2.3. Separación entre espigones

La separación entre espigones se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno y depende, primordialmente, de la longitud del espigón de aguas arriba. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación del espigón respecto de la orilla de aguas abajo y la ampliación teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de esa ampliación es de 9° a 14° . Ver Figura 6.20.

La longitud de anclaje debe ser mayor cuando las orillas son de poca altura para evitar que la corriente se pueda desviar por detrás de los espigones. Generalmente, se construye el espigón localizado más aguas arriba y luego los espigones subsiguientes hacia aguas abajo. Los espigones se deben construir en grupos mínimos de cuatro espigones seguidos.

Los espigones se deben colocar a unas distancias tales que la acción conjunta de ellos pueda separar el eje del flujo de la orilla, que se debiliten las corrientes entre espigones y que se promueva, entonces, la sedimentación en los espacios entre ellos.

La recomendación de Maza Álvarez (1988) para la separación entre espigones es la siguiente:

- Separación en tramos rectos.

Cuando se requiere construir espigones en tramos rectos y sin empotramiento en la margen, la separación deberá ser la que se indica en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10. - Separación de espigones en tramos rectos

ANGULO DE ORIENTACIÓN, α	SEPARACIÓN S_p
90° a 70°	(5.1 a 6.3) Lt, (5.2 a 6.4) Lto
60°	(5 a 6) Lt, (5.7 a 6.9) Lto

“Lto” es igual a la componente en el sentido normal al flujo de la longitud de trabajo “Lt” del espigón medida desde la orilla. Cuando $\alpha = 90^\circ$, Lto = Lt. (Ver Figura 6.21).

- Separación en curvas.

Para la localización de espigones en curva, Maza (1989) recomienda superponer un ángulo β de 9° a 14° de desviación de la corriente para la colocación del siguiente espigón. Conviene controlar gráficamente la separación S_p entre espigones colocados en curva, como se indica en la Figura 6.20. Si la curva es regular y tiene un único radio de curvatura, la separación que se ha probado con buenos resultados es $S = (2.5 \text{ a } 4) \text{ Lt}$; para radios de curvaturas mayores de 4 B se han usado separaciones de 4 Lt. Si la curva es irregular o con un radio de curvatura pequeño, la separación de espigones necesariamente se debe encontrar en forma gráfica.

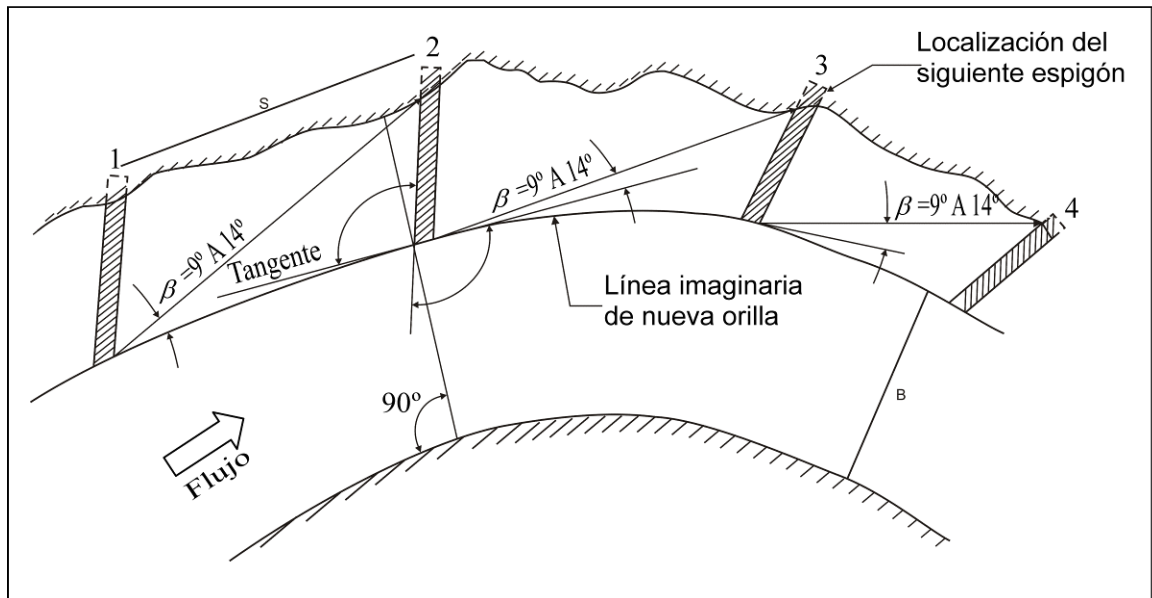


Figura 6.20. - Método para determinar el espaciamiento entre espigones en orillas curvas

6.5.4.2.4. Elevación y pendiente de la corona

Los espigones se deberán construir con pendientes hacia adentro del río. Se deberán iniciar a la elevación de la margen o a la elevación de la superficie libre al transcurrir el caudal dominante, el cual corresponderá al caudal que llena el cauce principal sin generar desbordamiento. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 cm sobre el fondo actual.

6.5.4.2.5. Ángulo de orientación de los espigones con respecto a la orilla

Los espigones pueden estar dirigidos aguas abajo o aguas arriba o, también, ser normales a la corriente. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma su eje longitudinal con la dirección aguas abajo de la tangente, referida al punto de arranque desde la orilla (ver Figura 6.21).

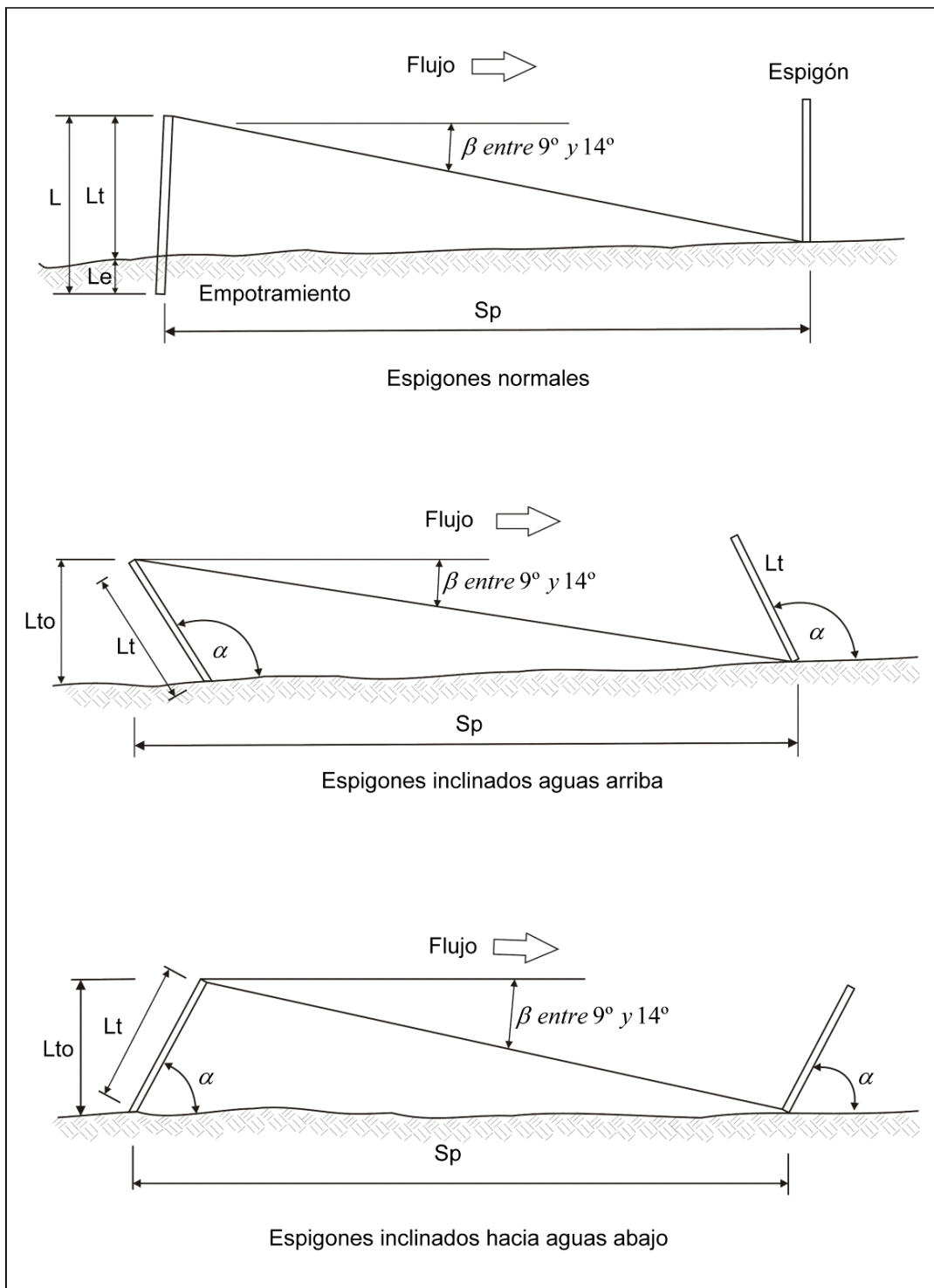


Figura 6.21. - Orientación de espigones con respecto al flujo

En un tramo recto o en una curva regular conviene que los espigones formen un ángulo de 70° con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular y, aún más, si tiene un radio menor de 25 m, los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores hasta de unos 30°.

6.5.4.2.6. Permeabilidad del espigón

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales, como maderas, piedras, elementos prefabricados de concreto. Los más usados son los construidos con enrocados, gaviones o bolsacretos.

Si el espigón debe estar permanentemente dentro del cauce principal, conviene que sea impermeable, para alejar la corriente lo más efectivamente posible de la orilla. Si se utilizan espigones para reducir la velocidad de la corriente en una zona que se desea rellenar con los materiales arrastrados por el río para recuperar la margen, conviene que sean permeables para que el agua cargada de sedimentos pase entre ellos y, al reducir su velocidad, deposite dichos materiales.

6.5.4.2.7. Socavación local en los espolones

La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí (bolsacretos, enrocados, gaviones, etc.)

El conocimiento de la socavación alrededor de un espigón es determinante para establecer el diseño de la cimentación y la longitud del espigón. La socavación de los espigones se puede calcular utilizando la expresión empleada para estribos por método de Artamanov, según se presenta en el numeral 6.2.3.2.3.

6.6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

6.1 DARLY B. SIMONS, Fuat Senturk. Sediment Transport Technology, Water and Sediment Dynamics, Water Resources Publications, 1992.

6.2 FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Evaluating Scour at Bridges, Fourth Edition, Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18). US Department of Transportation, May 2001.

6.3 GUEVARA, M.E., "Socavación en Puentes", Conferencias de Clase. Universidad del Cauca, Popayán, 2008.

- 6.4 HIGUERA, C. PÉREZ, G. (1989). "Socavación en Puentes. Análisis, Prevención y rehabilitación". Tesis de Maestría. Universidad del Cauca.
- 6.5 JUÁREZ BADILLO E, RICO RODRÍGUEZ A. Mecánica de Suelos, Tomo III, Editorial Limusa, 1980.
- 6.6 MAZA ÁLVAREZ J. A. Notas del Curso sobre Hidráulica Fluvial. Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. 1989.
- 6.7 MELVILLE, B. W. AND COLEMAN S. E. "Bridge Scour". Water Resources Publications, LLC. 1973.
- 6.8 POSADA, L. (1994) "Transporte de Sedimentos". Posgrado en Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia. Medellín.
- 6.9 RODRÍGUEZ DÍAZ H. A. Hidráulica Fluvial, Fundamentos y Aplicaciones. Socavación. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Enero 2010.
- 6.10 SUÁREZ DÍAZ J. Control de Erosión en Zonas Tropicales. Ediciones Universidad Industrial de Santander. 2001.
- 6.11 US ARMY CORPS ENGINEERING, HEC-RAS River Analysis System, User's Manual, Version 4.0, May 2008.

GLOSARIO

- **Agradación.** Acumulación general y progresiva del perfil longitudinal del lecho de un cauce debido a la depositación de sedimentos.
- **Agua exfiltrada.** Agua acumulada en una sección de pavimento que rezuma verticalmente hacia los estratos de suelo subyacentes.
- **Agua freática.** Agua presente en el suelo por debajo del nivel freático.
- **Agua infiltrada.** Agua que ingresa a la corona a través de las bermas, juntas, grietas y otras discontinuidades del pavimento. Incluye, también, la que fluye lateralmente desde los bordes y cunetas y canales no revestidos, en particular cuando estos últimos son poco profundos y el terreno es muy plano.
- **Agua interna.** Agua subterránea e infiltrada que afecta la carretera.
- **Ahuellamiento.** Depresión longitudinal continua de un pavimento asfáltico en las zonas de más frecuente canalización del tránsito.
- **Aluvión.** Material no consolidado, transportado y depositado por una corriente en un cauce, llanuras de inundación o delta.
- **Arcilla.** Partículas cuyo diámetro es del orden de 0.00024 mm a 0.004 mm.
- **Arena.** Fragmento de roca, cuyo diámetro es del orden de 0.075 mm a 2.0 mm.
- **Base permeable.** Capa de base construida con agregados de granulometría abierta, estabilizados o no, diseñada y construida específicamente para permitir el drenaje subhorizontal del agua de precipitación o de flujo superficial que se infiltra en la estructura del pavimento
- **Berma.** Franja longitudinal contigua a la calzada que no está destinada al uso de vehículos más que en circunstancias excepcionales.
- **Bombeo.** Pendiente transversal en los tramos rectos de la carretera, que tiene por objeto facilitar el escurrimiento superficial del agua.
- **Calzada.** Zona de la carretera destinada a la circulación de vehículos.

- **Canto rodado.** Fragmento de roca, cuyo diámetro es del orden de 75 mm a 250 mm.
- **Capa permeable de pavimento.** Capa de alta permeabilidad cuyo ancho y longitud (en la dirección del flujo) son mucho mayores que su espesor, la cual puede ser efectiva para controlar tanto el agua de infiltración como la del nivel freático.
- **Capa separadora.** Capa granular o geotextil que se coloca entre una base permeable y la subrasante, cuya finalidad es impedir que la base sea contaminada por las partículas finas de la capa subyacente.
- **Capacidad de concentración de agua en una hoya.** Capacidad que tiene una hoya de concentrar agua para producir caudales de creciente.
- **Carretera.** Infraestructura de transporte suburbana o rural, cuya finalidad es permitir la circulación de automotores en condiciones de continuidad en el espacio y el tiempo, con niveles adecuados de seguridad y de comodidad. Puede estar constituida por una o varias calzadas, uno o varios sentidos de circulación y uno o varios carriles en cada sentido, de acuerdo con las exigencias de la demanda de tránsito y la clasificación funcional de la misma.
- **Carril.** Parte de la calzada destinada al tránsito de una sola fila de vehículos.
- **Cauce aluvial.** Cauce totalmente en aluvión, sin roca; su lecho suele ser de tipo granular. En caudales bajos queda a la vista y puede estar expuesto a procesos erosivos.
- **Caudal.** Relación entre el volumen de agua y el tiempo producido por una corriente de agua.
- **Caudal a cauce lleno.** Caudal que, en promedio, llena el cauce hasta el punto de desborde.
- **Caudal base.** Caudal de escorrentía subterránea.
- **Caudal dominante.** (a) Descarga de agua, de magnitud y frecuencia suficiente para tener un efecto dominante en la determinación de las características del tamaño del río, del cauce, y del lecho. (b) Caudal que determina las dimensiones y características principales de un canal natural. El caudal dominante formativo depende del caudal máximo y medio, de la duración del flujo y de la frecuencia de inundaciones. Para

las relaciones de la geometría hidráulica, es considerado como el cauce lleno que tiene un periodo de retorno de aproximadamente 1.5 años.

- **Caudal pico.** Caudal máximo producido por un cuerpo de agua en un evento de creciente.
- **Círculo de arena.** Círculo que se elabora con una arena de un tamaño especificado, para determinar la profundidad media de textura de la superficie de un pavimento.
- **Coefficiente de permeabilidad.** Caudal a través de una sección de área unitaria bajo un gradiente hidráulico unitario. Su símbolo es "k".
- **Coefficiente de uniformidad.** Relación entre el tamaño de partícula para el cual el 60% del material, en peso, tiene un tamaño menor, y el diámetro efectivo del mismo material.
- **Contracción.** Efecto natural de reducción en un cauce o la constricción que ejerce un puente sobre las líneas del flujo de la corriente.
- **Corona.** Es la superficie visible de una carretera, formada por su(s) calzada(s), bermas y sobre anchos, así como el separador central o mediana, en caso de que este último forme parte de la sección transversal típica. También se conoce como plataforma.
- **Curva de calibración de caudales líquidos.** Relación generalizada para una estación hidrométrica en una corriente de agua entre los caudales y las lecturas de mira. Se exigen, para establecer una curva de este tipo, medidas de caudal relacionadas con las lecturas de mira para un buen periodo de tiempo, en épocas de caudales bajos, medios y altos.
- **Curva de distribución de pendientes en la hoya.** Es una curva representativa de la hoya, que relaciona la pendiente contra la frecuencia de ocurrencia acumulada.
- **Curva de masas de un aguacero.** El registro pluviográfico de un aguacero da como resultado una curva de masas de precipitación o una curva de lluvias acumuladas o la cantidad de agua que ha caído desde que se inició el aguacero.
- **Curvas intensidad – duración - frecuencia.** Curvas que relacionan la intensidad de precipitación contra la frecuencia (periodo de retorno) y el tiempo de duración de la lluvia.

- **Detención superficial.** Agua que llega al suelo, que no es infiltrada ni corre como escorrentía superficial, y que es evaporada.
- **Diámetro efectivo.** Tamaño de partícula de suelo o agregado para el cual el 10% de ese material, en peso, tiene un tamaño menor. También se conoce como tamaño efectivo.
- **Diámetro medio aritmético, D_{50} .** Corresponde al diámetro del material promedio en peso; es decir, el tamaño del material en las abscisas de la curva granulométrica que corresponde al 50 por ciento en las ordenadas.
- **Distancia de visibilidad de parada.** Distancia necesaria para que el conductor de un vehículo pueda detenerlo antes de llegar a un obstáculo que aparezca en su trayectoria, al circular a la velocidad específica del elemento vial en el cual se quiere hacer la verificación.
- **Dren.** Excavación en forma de zanja, rellena con materiales permeables, cuya función es la captación de aguas freáticas o de infiltración.
- **Dren horizontal.** Tubería de poco diámetro con pequeñas perforaciones o ranuras, que se instala con una ligera inclinación ascendente en un talud de corte o terraplén para drenar aguas internas y aliviar presiones de poros, lo que trae como consecuencia un incremento en su estabilidad.
- **Dren interceptor longitudinal.** Dren longitudinal que se instala para cortar la filtración en taludes o abatir el nivel freático.
- **Dren lateral de base.** Dren longitudinal que se construye bajo la berma en las secciones en terraplén, cuya función es recoger las aguas infiltradas en la capa de base permeable, encauzarlas y conducir las longitudinalmente hasta un elemento adecuado de desagüe. Se conoce también como dren colector longitudinal.
- **Dren longitudinal.** Dren que se coloca en una dirección esencialmente paralela al eje de la carretera tanto horizontal como verticalmente.
- **Dren transversal.** Dren subsuperficial que atraviesan la carretera de un lado a otro, generalmente en sentido perpendicular.
- **Dren vertical de arena.** Perforación vertical a través de un terreno que se llena con un material permeable para facilitar la evacuación del agua.
- **Drenaje.** Remoción natural o artificial del agua superficial y subsuperficial de un área determinada.

- **Erosión lateral.** Erosión en la cual la remoción del material es extendida horizontalmente, generándose un retroceso de las orillas o márgenes del cauce, en contraste con la degradación y la socavación que se producen en una dirección vertical.
- **Escorrentía.** Agua que escurre por los terrenos de la hoya hidrográfica superficialmente (escorrentía superficial) o subterráneamente (escorrentía subterránea).
- **Escorrentía subterránea.** Proceso por el cual el agua se mueve dentro del suelo por debajo del nivel freático bajo la acción de un gradiente hidráulico.
- **Escorrentía superficial.** Agua que escurre laminarmente sobre el suelo o sobre depresiones (canales o corrientes de agua).
- **Espigón.** Estructura lineal permeable o impermeable que se proyecta en un cauce desde la margen, para cambiar la dirección del flujo, inducir sedimentación o reducir la velocidad de flujo a lo largo de la orilla.
- **Estación limnigráfica.** Estación en una sección transversal de una corriente de agua en la cual se llevan a cabo medidas continuas de lecturas de mira.
- **Estación limnimétrica.** Estación en una sección transversal de una corriente de agua en la cual se llevan a cabo medidas discontinuas de lecturas de mira.
- **Evaporación.** Proceso por el cual el agua en la superficie terrestre cambia del estado líquido al gaseoso en condiciones ambientales.
- **Explanación.** Conjunto de las excavaciones y rellenos que requiere la construcción de una vía hasta alcanzar el nivel de la subrasante.
- **Filtración.** Movimiento o flujo de un fluido a través de un medio poroso permeable. Para los fines de este manual, el fluido es el agua y el medio poroso permeable está constituido por los suelos y rocas naturales y los elementos estructurales del pavimento.
- **Geodrén.** Dispositivo de drenaje subsuperficial, consistente en una georred planar, encapsulada dentro de un geotextil no tejido, el cual se conecta con elementos que permiten el alejamiento del agua de la estructura del pavimento.

- **Gradiente hidráulico.** (a) Relación entre la diferencia de nivel piezométrico entre dos puntos y la distancia entre ambos, medida según el recorrido del flujo en cuestión. (b) Valor que relaciona la diferencia de cabeza contra la longitud, de un cuerpo de agua superficial o subterráneo.
- **Granulometría.** Distribución dimensional de las partículas de un suelo o agregado, la cual se expresa por la proporción en peso de material existente de cada tamaño.
- **Granulometría abierta.** Granulometría que da lugar a un material con una elevada proporción de vacíos luego de compactado.
- **Granulometría cerrada.** Granulometría que da lugar a un material con baja proporción de vacíos después de compactado.
- **Grava.** Fragmento de roca, cuyo diámetro oscila entre 2 mm a 175 mm.
- **Gravedad específica.** Relación entre el peso en el aire de una unidad de volumen de un material a una temperatura determinada, y el peso en aire de igual densidad, de un volumen igual de agua destilada, a la misma temperatura.
- **Guijarro o bolo.** Fragmento de roca, cuyo diámetro es superior a 250 mm.
- **Hidrograma de creciente.** Es la relación entre el caudal y el tiempo para un evento de creciente en una hoya hidrográfica.
- **Hidroplaneo.** Pérdida de contacto con el pavimento de uno o más neumáticos de un vehículo en movimiento, por la presencia de una lámina de agua sobre la superficie.
- **Hietograma de precipitación.** Es la relación entre la lluvia y el tiempo en un diagrama de barras.
- **Infiltración.** Proceso por el cual el agua penetra dentro del suelo. Es un fenómeno que tiene que ver con las características superficiales del suelo, y la relación entre la capacidad de infiltración del suelo y la intensidad de precipitación.
- **Infiltración neta.** Diferencia entre el agua infiltrada y el agua exfiltrada en una sección de pavimento.

- **Intercepción.** Agua de precipitación que es detenida antes de llegar al suelo por elementos como plantas, edificaciones, etc. y luego es evaporada.
- **Lecho.** La parte inferior de un cauce delimitado por las márgenes.
- **Limo.** Partículas cuyo diámetro es del orden de 0.004 mm a 0.075 mm.
- **Línea de flujo.** Es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua viaja del lado de aguas arriba hacia el de aguas abajo a través de un medio permeable.
- **Línea equipotencial.** Línea que conecta puntos con igual carga hidráulica total.
- **Llanura de inundación.** Tierras bajas aluviales al borde de una corriente, que es sujeta a frecuentes inundaciones.
- **Llenante mineral.** Partículas sólidas de procedencia mineral, menores de 75 μm , cuya mayor dimensión no supera el doble de la menor, que se incorporan en una mezcla de agregados para completar su granulometría y mejorar su comportamiento.
- **Lluvia neta o efectiva.** Es la lluvia que causa escorrentía superficial. Es igual a la lluvia total menos la intercepción menos la detención superficial y menos la infiltración.
- **Longitud resultante.** Longitud de la trayectoria de flujo que sigue la línea de la pendiente resultante, medida desde el punto más alto de la pendiente hasta el punto en que el agua abandona la corona.
- **Macrotextura.** Irregularidades de la superficie de un pavimento con dimensiones horizontales comprendidas entre 0.5 mm y 50 mm y verticales entre 0.2 mm y 10 mm. La macrotextura está ligada al tamaño de los agregados y a la formulación y puesta en obra de la mezcla o tratamiento superficial. Sus longitudes de onda tienen el mismo orden de magnitud de los labrados del neumático en la interfaz cubierta-pavimento. La macrotextura es necesaria para una adecuada resistencia al deslizamiento a alta velocidad.
- **Márgenes (a la izquierda o la derecha).** (a) Lados de un cauce como se ve en la dirección hacia aguas abajo. (b) Lados de un cauce entre los que el flujo es normalmente confinado.

- **Material del lecho.** Material encontrado en y sobre el lecho de una corriente (puede ser transportado como carga de fondo o en suspensión).
- **Mezcla asfáltica discontinua.** Mezcla asfáltica en la cual hay ausencia de partículas de agregado de determinados tamaños, especialmente de arena gruesa.
- **Mezcla asfáltica drenante.** Mezcla asfáltica de granulometría abierta que se emplea como capa de rodadura, con el fin de que el agua lluvia que caiga sobre la calzada se evacúe rápidamente por infiltración.
- **Microtextura.** Irregularidades superficiales de un pavimento con dimensiones horizontales comprendidas entre 0 mm y 0.5 mm y verticales entre 0 mm y 0.2 mm. La microtextura está ligada a las asperezas del agregado grueso, del agregado fino y de la superficie del pavimento en contacto con los neumáticos. Proporciona una sensación más o menos áspera, pero normalmente es muy pequeña para ser visible. Su existencia es necesaria para asegurar una buena resistencia al deslizamiento.
- **Neumático.** Elemento que se aplica a las ruedas de los vehículos, compuesto por una cámara y una cubierta o sólo por esta última.
- **Nivel freático.** (a) Nivel de agua dentro del suelo que cumple con la ley hidrostática de presiones. En otras palabras, se considera un embalse en un medio poroso. (b) Profundidad dentro del suelo a la cual el agua intersticial se encuentra a la presión atmosférica.
- **Número de Reynolds.** Número adimensional que se utiliza para caracterizar el movimiento de un fluido mediante la relación entre la cantidad de flujo y su viscosidad cinemática.
- **Obras de drenaje subterráneo.** Obras proyectadas para eliminar el exceso de agua del suelo con el fin de garantizar la estabilidad de la banca y de los taludes de la carretera. Ello se consigue interceptando los flujos subterráneos y haciendo descender el nivel freático.
- **Orientación de la trayectoria de flujo.** Ángulo entre la pendiente transversal de la carretera y la pendiente resultante.
- **Pendiente resultante.** Pendiente a través de la cual fluye el agua superficial, que se obtiene como resultado de la combinación de las pendientes transversal y longitudinal de la corona.
- **Peralte.** Inclinación dada al perfil transversal de una carretera en los tramos en curva horizontal para contrarrestar el efecto de la fuerza

centrífuga que actúa sobre un vehículo en movimiento. También contribuye al escurrimiento del agua lluvia.

- **Porosidad.** Relación entre el volumen de los vacíos de un suelo o agregado y el volumen total del mismo.
- **Porosidad efectiva.** Relación entre el volumen de agua que puede drenar por gravedad en una muestra de suelo o agregado y el volumen total de la misma.
- **Precipitación.** Caída del agua desde la atmósfera al suelo en forma líquida y sólida.
- **Profundidad de socavación.** Distancia vertical que desciende un cauce por socavación a partir de un nivel de referencia.
- **Profundidad media de textura.** Medida de la macrotextura de la superficie de un pavimento, obtenida mediante la relación entre un volumen dado de un material normalizado, generalmente arena, y el área del círculo obtenido al extenderlo de manera que cubra todas las irregularidades de la superficie, quedando enrasado con los picos más salientes.
- **Rajón.** Material constituido por piedras de tamaños surtidos, con el cual se construyen capas para el mejoramiento de suelos de subrasante débiles.
- **Ranurado.** Operación destinada a reducir la incidencia del hidropilaje, consistente en la ejecución de ranuras en la superficie de un pavimento rígido, en sentido generalmente transversal, mediante el empleo de una máquina provista de discos de diamante que giran a gran velocidad rebajando sucesivamente pequeños espesores, hasta obtener la profundidad deseada.
- **Red de flujo.** Solución gráfica de la ecuación de Laplace para flujo a través de un medio poroso homogéneo e isotrópico. La red de flujo está constituida por dos familias de curvas ortogonales: las líneas de flujo y las líneas equipotenciales.
- **Registro pluviográfico.** Registro de precipitación obtenido por medio de un pluviógrafo (aparato que registra medidas continuas en el tiempo de precipitación).

- **Registro pluviométrico.** Registro de precipitación obtenido por medio de un pluviómetro (aparato que registra medidas discontinuas en el tiempo de precipitación).
- **Resistencia al deslizamiento.** Capacidad de la superficie de un pavimento, particularmente cuando está húmeda, para resistir el deslizamiento o resbalamiento de los neumáticos de los vehículos.
- **Sección en corte.** Sección transversal correspondiente a una explanación situada bajo la línea del terreno natural.
- **Sección en terraplén.** Sección transversal correspondiente a una explanación situada en su totalidad sobre la línea del terreno natural.
- **Sección hidrométrica en una corriente de agua.** Sección transversal en una corriente de agua en la cual se llevan a cabo medidas de lecturas de mira y caudal.
- **Sección mixta.** Aquella sección transversal en la que la explanación corta la línea del terreno natural. Se conoce también como sección a media ladera.
- **Sección transversal.** Sección obtenida al cortar la carretera por un plano vertical y normal a la proyección horizontal del eje longitudinal, en un punto cualquiera del mismo.
- **Separador.** Franja longitudinal, no destinada a la circulación, colocada paralelamente al eje de la carretera para separar direcciones opuestas de tránsito (separador central o mediana) o para separar calzadas destinadas al mismo sentido de tránsito (calzadas laterales).
- **Socavación.** Erosión del lecho o de las márgenes debido a corrientes de agua; frecuentemente se considera como localizada (ver socavación local, socavación por contracción y socavación total).
- **Socavación general.** Es el descenso del lecho en la sección del río o en el cauce a través de un puente. Este descenso puede ser uniforme o no uniforme en todo el cauce. Es decir, la profundidad de la socavación puede ser mayor en algunas partes de la sección transversal.
- **Socavación local.** Remoción del material alrededor de las pilas, estribos, diques y de terraplenes, causada por una aceleración del flujo y formación de vórtices inducidos por las obstrucciones al flujo.

- **Socavación por agua clara.** Socavación en pilas o estribos cuando no ocurre transporte del material del lecho desde aguas arriba de la sección del puente.
- **Socavación por contracción.** Socavación en un canal natural o en la sección de un puente, la cual implica la remoción del material del lecho en el cauce o parte de éste y/o en las márgenes. Este componente de socavación resulta de una contracción del área de flujo en el puente, que provoca un aumento en la velocidad y la fuerza cortante en el lecho del puente. La contracción puede ser causada por un puente o por un estrechamiento natural de la corriente.
- **Socavación por lecho móvil.** Socavación en un estribo o pila (o la contracción de un cauce), cuando el material del lecho en el cauce de aguas arriba de la sección del puente se está transportando con el flujo.
- **Socavación total.** Corresponde a la suma de la degradación del cauce a largo plazo.
- **Subrasante.** Capa de suelo preparada para soportar la estructura del pavimento.
- **Superficie deslizante.** Superficie de rodadura propensa al deslizamiento incontrolado de los neumáticos de los vehículos, en particular cuando se encuentra húmeda. Se conoce también como superficie resbalosa o resbaladiza.
- **Superficie específica.** Área superficial contenida en un volumen unitario de los sólidos del suelo.
- **Talud.** Paramento o superficie inclinada que limita lateralmente un corte o un terraplén.
- **Textura superficial.** Conjunto de características de la superficie de un pavimento que contribuyen a la fricción superficial y al ruido.
- **Thalweg:** Línea a lo largo de una corriente que sigue la mayor profundidad del lecho en el cauce.
- **Tiempo al pico de la hoya.** Tiempo entre el inicio de la lluvia efectiva y el caudal pico del hidrograma unitario de escorrentía superficial.
- **Tiempo de desfase de la hoya.** Tiempo entre la mitad de la lluvia efectiva y el caudal pico del hidrograma unitario de escorrentía superficial.

- **Transpiración.** Proceso por el cual el agua cambia del estado líquido al gaseoso debido a la acción vegetativa de las plantas.
- **Tubería de descarga lateral.** Tubería que complementa un sistema de drenaje de aguas infiltradas en un pavimento, cuya finalidad es recibir el agua que fluye por el dren lateral de base y encauzarla hacia el exterior en sentido perpendicular al eje de la vía.
- **Velocidad crítica.** Velocidad mínima que requiere una partícula del lecho, de diámetro D , para iniciar su movimiento bajo ciertas condiciones de flujo.
- **Velocidad media.** Velocidad en una sección dada, la cual resulta de dividir el caudal por el área transversal.
- **Viscosidad absoluta.** Expresión de la resistencia que ofrece un fluido al movimiento relativo de sus partículas, medida en unidades fundamentales de masa, longitud y tiempo.
- **Viscosidad cinemática.** Cociente entre la viscosidad absoluta y la densidad de un fluido, medidas ambas a igual temperatura.

