



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

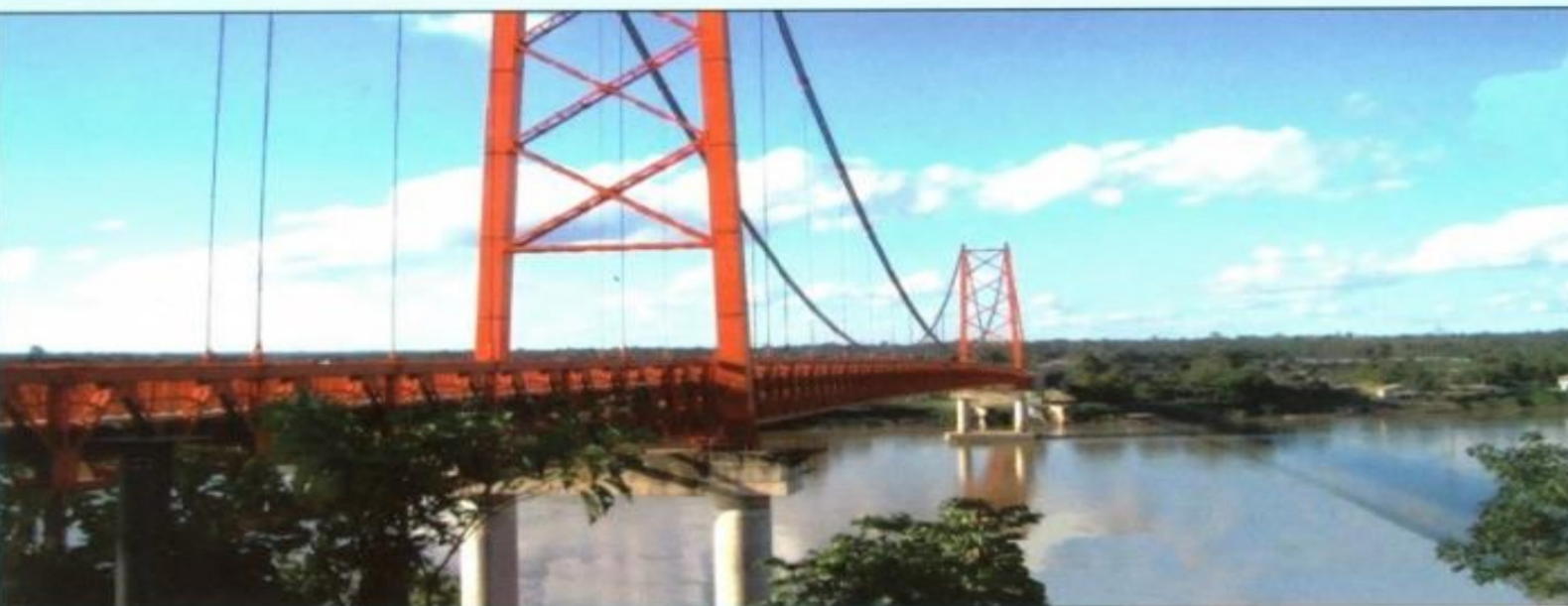
Viceministerio
de Transportes

Dirección General
de Caminos y
Ferrocarriles



MANUAL DE CARRETERAS: HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE

RD N° 20 - 2011 MTC/14



Edición, Marzo de 2014



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE

ÍNDICE

CAPITULO I

I. INTRODUCCIÓN.....	12
----------------------	----

CAPITULO II

II. OBJETIVOS.....	16
2.1 Objetivo.....	16
2.1.1 Objetivo General.....	16
2.1.2 Objetivos Específicos.....	16
2.2 Antecedentes.....	16

CAPITULO III

III. HIDROLOGÍA.....	19
3.1 Alcances	19
3.2 Factores Hidrológicos y Geológicos que inciden en el Diseño Hidráulico de las Obras de Drenaje.....	20
3.3 Estudios de Campo	20
3.4 Evaluación de la Información Hidrológica	21
3.5 Área del Proyecto - Estudio de la(s) Cuenca(s) Hidrográfica(s)	22
3.6 Selección del Período de Retorno	23
3.7 Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos.....	25
3.7.1 Modelos de distribución	25
3.7.1.1 Distribución Normal	26
3.7.1.2 Distribución Log Normal 2 Parámetros	26
3.7.1.3 Distribución Log Normal 3 Parámetros	27
3.7.1.4 Distribución Gamma 2 Parámetros	28
3.7.1.5 Distribución Gamma 3 Parámetros	28
3.7.1.6 Distribución Log Pearson Tipo III	29
3.7.1.7 Distribución Gumbel	29
3.7.1.8 Distribución Log Gumbel	30
3.7.2 Pruebas de bondad de ajuste	30
a) Prueba χ^2	30
b) Prueba Kolmorov – Smirnov	32
3.8 Determinación de la Tormenta de Diseño	33
3.8.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia.....	33
3.9 Tiempo de Concentración	38
3.10 Hietograma de Diseño	40
3.10.1 Método del Bloque Alterno	41
3.11 Precipitación total y efectiva	42
3.11.1 Método SCS para abstracciones	42
3.12 Estimación de Caudales.....	48



3.12.1	Método IILA	49
3.12.2	Método Racional	49
3.12.2.1	Método Racional Modificado	50
3.12.3	Hidrograma Unitario	52
3.12.3.1	Obtención de hidrogramas unitarios	54
3.12.3.2	Hidrogramas sintéticos	54
a)	Hidrograma sintético triangular del SCS	55
b)	Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder	57
3.12.4	Sistema de Modelamiento Hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)	58
3.12.5	Otras Metodologías	62
3.13	Avenida de Diseño.....	65

CAPITULO IV

IV.	HIDRÁULICA Y DRENAJE	68
4.1	Drenaje Superficial	68
4.1.1	Drenaje transversal de la carretera	68
4.1.1.1	Aspectos generales	68
4.1.1.2	Premisas para el estudio	68
a)	Características topográficas	68
b)	Estudio de cuencas hidrográficas	69
c)	Características del cauce	69
d)	Datos de crecidas	69
e)	Evaluación de obras de drenaje existentes	69
4.1.1.3	Alcantarillas.....	70
4.1.1.3.1	Aspectos generales	70
4.1.1.3.2	Ubicación en planta	71
4.1.1.3.3	Pendiente longitudinal	71
4.1.1.3.4	Elección del tipo de alcantarilla	71
a)	Tipo y sección	71
b)	Materiales	73
4.1.1.3.5	Recomendaciones y factores a tomar en cuenta para el diseño de una alcantarilla	73
4.1.1.3.6	Diseño hidráulico	74
4.1.1.3.7	Consideraciones para el diseño	77
a)	Material sólido de arrastre	77
b)	Borde libre	79
c)	Socavación local a la salida de la alcantarilla	79
d)	Mantenimiento y limpieza	80
e)	Abrasión	81
f)	Corrosión	81
g)	Seguridad y vida útil	82
4.1.1.4	Badenes	83
4.1.1.4.1	Consideraciones para el diseño	84



a)	Material sólido de arrastre	84
b)	Protección contra la socavación	84
c)	Pendiente longitudinal del badén	85
d)	Pendiente transversal del badén	85
e)	Borde libre	85
4.1.1.4.2	Diseño hidráulico	85
4.1.1.5	Puentes	86
4.1.1.5.1	Aspectos generales	86
4.1.1.5.2	Consideraciones para el diseño	87
a)	Información básica	87
a.1)	Topografía – Batimetría del cauce y zonas adyacentes ...	88
a.2)	Ubicación del puente	89
a.3)	Muestreo y caracterización del material del lecho	91
a.4)	Avenida de Diseño o Caudal Máximo y Períodos de Retorno...	92
a.5)	Gálibo o Altura libre	93
a.6)	Coefficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)	94
a.7)	Fajas Marginales	97
a.8)	Evaluación de obras existentes e información adicional	98
4.1.1.5.3	Parámetros Hidráulicos para el Diseño de Puentes.....	99
a)	Perfil de flujo	99
b)	Socavación	99
4.1.1.5.4	Cálculo Hidráulico	100
a)	Cálculo de niveles de agua	100
a.1)	Consideraciones	101
b)	Estimación de la Socavación.....	102
b.1)	Procesos de socavación asociados al diseño de puentes	102
b.2)	Socavación General	103
b.2.1)	Método de Velocidad Crítica y Agua Clara	104
b.2.2)	Método de Lischtván – Levediev	105
a)	Para suelos granulares	106
b)	Para suelos cohesivos	108
b.2.3)	Método de Straub	109
b.2.4)	Método de Laursen	109
b.3)	Socavación Local	113
b.3.1)	Estimación de la socavación local en pilares.....	113
b.3.1.1)	Método de Laursen y Toch (1953,1956)	114
b.3.1.2)	Método de Neill (1964)	118
b.3.1.3)	Método de Larras (1963)	119
b.3.1.4)	Método de Arunachalam (1965, 1967)	122
b.3.1.5)	Método de Carsten (1966)	122
b.3.1.6)	Método de Maza-Sánchez (1968)	123
b.3.1.7)	Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977).....	128
b.3.1.8)	Método de Melville y Sutherland (1988)	129
b.3.1.9)	Método de Froehlich (1991)	133



	b.3.1.10) Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)	134
	b.3.2) Estimación de la socavación local en estribos	138
	b.3.2.1) Método de Liu, Chang y Skinner	142
	b.3.2.2) Método de Artamonov	144
	b.3.2.3) Método de Laursen	145
	b.3.2.4) Método de Froehlich	147
	b.3.2.5) Método de Melville	151
	b.3.2.6) Método HIRE	155
	b.4) Resumen de Metodologías y Fórmulas para el cálculo de la Socavación	156
4.1.1.5.5	Obras de Protección	161
a)	Enrocados.....	161
1)	Método de Maynard	161
2)	Método del U. S. Department of Transportation.....	162
3)	Método del Factor de Seguridad	163
3.1)	Enrocado para el talud	163
3.2)	Enrocado para pie de talud	166
3.3)	Diseño del filtro	166
b)	Gaviones	167
b.1)	Protección de pilares	168
b.b.1)	Método de Maza Alvarez (1989).....	169
b.b.2)	Método propuesto en HEC-18 (1993).....	169
4.1.2	Drenaje longitudinal de la Carretera	170
a)	Período de retorno	170
b)	Riesgo de obstrucción	170
c)	Velocidad máxima del agua	171
4.1.2.1	Cunetas	171
a)	Capacidad de las cunetas	173
b)	Caudal Q de aporte	176
c)	Dimensiones mínimas	176
d)	Desagüe de las cunetas	178
e)	Revestimiento de las cunetas	179
4.1.2.2	Cunetas o zanjas de coronación	179
4.1.2.3	Zanjas de drenaje	181
4.1.2.4	Cunetas de banqueteta	182
4.1.2.5	Bordillos	182
4.1.2.6	Canales de drenaje	184
4.2	Drenaje Subterráneo	184
4.2.1	Subdrenaje	185
4.2.1.1	Requerimientos de Obras de Subdrenaje en proyectos viales	185
4.2.1.2	Subdrenaje convencional	186
4.2.1.3	Subdrenaje sintético	187
a).	Red de Malla Sintética (similar Geodren)	187
b).	Geotextil	188



c) Tubo colector perforado	188
4.2.1.4 Criterios de diseño	188
a) Caudal de diseño	188
b) Determinación del tipo de geotextil filtrante	189
c) Determinación de las dimensiones de la sección transversal	194
d) Tasa de Flujo	196
4.2.2 Cajas de registro y buzones	196
4.2.3 Drenes de penetración	197
4.2.4 Drenaje del pavimento	199
4.2.5 Protección del suelo de la explanación contra el agua libre en terreno de elevado nivel freático, llano y sin desagüe...	200
4.2.6 Protección del suelo de explanación situado bajo la calzada contra los movimiento capilares del agua.....	201
4.2.7 Capa drenante	202
CAPITULO V	
V. ANEXOS	203
- Laminas 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07	
- Bibliografía.....	213
- Glosario.....	217

**INDICE DE FORMULAS**

Fórmula 1	Selección del Período de Retorno	13
Fórmula 2	Distribución Normal	16
Fórmula 3	Distribución Log Normal 2 parámetros	16
Fórmula 4	Distribución Log Normal 3 parámetros	17
Fórmula 5	Distribución Log Normal 3 parámetros	17
Fórmula 6	Distribución Gamma 2 parámetros	18
Fórmula 7	Distribución Gamma 3 parámetros	18
Fórmula 8	Distribución Log Pearson tipo III	19
Fórmula 9	Distribución Gumbel	19
Fórmula 10	Distribución Gumbel	20
Fórmula 11	Distribución Log Gumbel	20
Fórmula 12	Pruebas de bondad de ajuste	21
Fórmula 13	Prueba Kolmogorov – Smirnov	22
Fórmula 14	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia	24
Fórmula 15	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia	26
Fórmula 16	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia	27
Fórmula 17	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia	28
Fórmula 18	Tiempo de Concentración	28
Fórmula 19	Método SCS para abstracciones	33
Fórmula 20	Método SCS para abstracciones	33
Fórmula 21	Método SCS para abstracciones	34
Fórmula 22	Método SCS para abstracciones	35
Fórmula 23	Método SCS para abstracciones	35
Fórmula 24	Estimación de Caudales - Método IILA	37
Fórmula 25	Estimación de Caudales - Método IILA	38
Fórmula 26	Estimación de Caudales - Método IILA	38
Fórmula 27	Estimación de Caudales - Método IILA	38
Fórmula 28	Estimación de Caudales - Método Racional	39
Fórmula 29	Método Racional Modificado	40
Fórmula 30	Método Racional Modificado	40
Fórmula 31	Método Racional Modificado	40
Fórmula 32	Método Racional Modificado	40



Fórmula 33	Método Racional Modificado	41
Fórmula 34	Método Racional Modificado	41
Fórmula 35	Método Racional Modificado	41
Fórmula 36	Hidrograma Unitario	42
Fórmula 37	Hidrograma Sintético Triangular del SCS	44
Fórmula 38	Hidrograma Sintético Triangular del SCS	44
Fórmula 39	Hidrograma Sintético Triangular del SCS	45
Fórmula 40	Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder	46
Fórmula 41	Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder	46
Fórmula 42	Sistema de Modelamiento Hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)	47
Fórmula 43	Otras Metodologías	52
Fórmula 44	Otras Metodologías	52
Fórmula 45	Otras Metodologías	53
Fórmula 46	Otras Metodologías	53
Fórmula 47	Diseño hidráulico	62
Fórmula 48	Consideraciones para el diseño - Material sólido de arrastre ...	66
Fórmula 49	Consideraciones para el diseño – Socavación local a la Salida de la alcantarilla	68
Fórmula 50	Diseño Hidráulico de Badén	73
Fórmula 51	Diseño Hidráulico de Badén	74
Fórmula 52	Muestreo y caracterización del material del lecho	79
Fórmula 53	Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)	82
Fórmula 54	Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)	84
Fórmula 55	Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)	85
Fórmula 56	Cálculo de niveles de agua de un puente	88
Fórmula 57	Método de velocidad crítica y agua clara	92
Fórmula 58	Método de Lischtvan – Levediev para suelos granulares	93
Fórmula 59	Método de Lischtvan – Levediev para suelos granulares	95
Fórmula 60	Método de Lischtvan – Levediev para suelos cohesivos	95
Fórmula 61	Método de Straub	96



Fórmula 62	Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil	96
Fórmula 63	Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil	98
Fórmula 64	Cálculo de la socavación por contracción en agua clara	99
Fórmula 65	Cálculo de la socavación por contracción en agua clara	99
Fórmula 66	Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor del pilar	103
Fórmula 67	Caso del flujo de agua con ángulo de ataque al eje de mayor dimensión del pilar	105
Fórmula 68	Método de Neill (1964)	106
Fórmula 69	Método de Larras (1963)	107
Fórmula 70	Método de Arunachalam (1965, 1967)	110
Fórmula 71	Método de Carsten (1966)	110
Fórmula 72	Método de Maza - Sánchez (1968)	111
Fórmula 73	Método de Maza - Sánchez (1968)	111
Fórmula 74	Método de Maza - Sánchez (1968)	112
Fórmula 75	Método de Maza - Sánchez (1968)	112
Fórmula 76	Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977)	116
Fórmula 77	Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977)	116
Fórmula 78	Método de Melville y Sutherland (1988)	117
Fórmula 79	Método de Melville y Sutherland (1988)	120
Fórmula 80	Método de Froehlich (1991)	121
Fórmula 81	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)	123
Fórmula 82	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)	125
Fórmula 83	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)	125
Fórmula 84	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)	125
Fórmula 85	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)	125
Fórmula 86	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)	126
Fórmula 87	Método de Liu, Chang y Skinner	131
Fórmula 88	Método de Artamonov	132
Fórmula 89	Método de Artamonov	133
Fórmula 90	Socavación en lecho móvil	134
Fórmula 91	Socavación en agua clara	135
Fórmula 92	Socavación en agua clara y lecho móvil	136
Fórmula 93	Socavación en agua clara y lecho móvil	136
Fórmula 94	Socavación en agua clara y lecho móvil	137



Fórmula 95	Socavación en agua clara	138
Fórmula 96	Estribos Cortos	139
Fórmula 97	Estribos Largos	140
Fórmula 98	Estribos Cortos ($L < h$).....	142
Fórmula 99	Estribos Cortos ($L < h$)	142
Fórmula 100	Estribos de longitud intermedia ($h \leq L \leq 25h$).....	142
Fórmula 101	Estribos Largos ($L > 25h$).....	143
Fórmula 102	Estribos Largos ($L > 25h$).....	143
Fórmula 103	Método HIRE	143
Fórmula 104	Enrocados – Método de Maynard	147
Fórmula 105	Enrocados – Método del U.S. Department of Transportation	148
Fórmula 106	Enrocado para el Talud	150
Fórmula 107	Enrocado para el Talud	150
Fórmula 108	Enrocado para el Talud	150
Fórmula 109	Enrocado para el Talud	150
Fórmula 110	Enrocado para el Talud	152
Fórmula 111	Enrocado para pie de Talud	152
Fórmula 112	Enrocado para pie de Talud	152
Fórmula 113	Enrocado para pie de Talud	152
Fórmula 114	Enrocado para pie de Talud	152
Fórmula 115	Protección de Pilares – Método de Maza Alvarez (1989).....	155
Fórmula 116	Protección de Pilares – Método propuesto en HEC – 18 (1993). 155	
Fórmula 117	Capacidad de Cunetas	160
Fórmula 118	Cunetas – Caudal de aporte	163
Fórmula 119	Subdrenaje – Caudal por Abatimiento del nivel freático	176
Fórmula 120	Determinación de las dimensiones de la Sección Transversal	181
Fórmula 121	Determinación de las dimensiones de la Sección Transversal	181
Fórmula 122	Tasa de flujo.	183



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones



CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN





I. INTRODUCCIÓN

El Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial aprobado mediante Decreto Supremo N° 034 – 2008 – MTC dispone entre otros la implementación del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, el cual es un documento que resume lo más sustancial de la materia, que servirá de guía y procedimiento para el diseño de las obras de drenaje superficial y subterránea de la infraestructura vial, adecuados al lugar de ubicación de cada proyecto.

La DGCF mediante Memorándum N° 3599-2008-MTC/14 a la Dirección de Estudios Especiales encarga la elaboración del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje el cual pasará por un proceso de revisión y complementación permanente a través de su difusión vía Internet u otro medio que permita obtener los aportes necesarios por parte de entidades, profesionales y/o empresas dedicadas a la especialidad, a fin de optimizar su contenido.

Las definiciones de los términos utilizados en el presente Manual se describen en la parte final de este documento, asimismo los términos que no se incluyan en él, se encuentran contenidos en el “Glosario de términos de uso frecuente en proyectos de infraestructura vial” aprobado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Las características geográficas, hidrológicas, geológicas y geotécnicas de nuestro país dan lugar a la existencia de problemas complejos en materia de drenaje superficial y subterráneo aplicado a carreteras; debido al carácter muy aleatorio de las múltiples variables (hidrológico-hidráulico, geológico-geotécnico) de análisis que entran en juego, aspectos hidráulicos que aún no están totalmente investigados en nuestro país; el planteamiento de las soluciones respectivas, obviamente estarán afectados por niveles de incertidumbres y riesgos inherentes a cada proyecto. Por lo tanto y dado el carácter general y orientativo del presente Manual, para el



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

tratamiento de los problemas señalados se deberá aplicar los adecuados criterios profesionales.

Hidrología es la ciencia geográfica que se dedica al estudio de la distribución, espacial y temporal, y las propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el equilibrio de las masas glaciares.

Los estudios hidrológicos son fundamentales para:

El diseño de obras hidráulicas, para efectuar estos estudios se utilizan frecuentemente modelos matemáticos que representan el comportamiento de toda la cuenca en estudio.

El correcto conocimiento del comportamiento hidrológico de un río, arroyo, o de un lago es fundamental para poder establecer las áreas vulnerables a los eventos hidrometeorológicos extremos; así como para prever un correcto diseño de obras de infraestructura vial.

Su aplicación dentro del Manual esta dada en la determinación de los caudales de diseño para diferentes obras de drenaje.

Hidráulica es una rama de la física y la ingeniería que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas de los fluidos. Todo esto depende de las fuerzas que se interponen con la masa (fuerza) y empuje de la misma.

Su aplicación dentro del Manual esta dada en la determinación de las secciones hidráulicas de las obras de drenaje.

Todo esto y muchas aplicaciones más hacen que el Especialista en Hidrología sea un personaje importante en todo equipo



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

multidisciplinario que enfrenta problemas de ingeniería civil en general y problemas de carácter ambiental.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones



CAPÍTULO II OBJETIVOS





PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

II. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVOS:

El Manual persigue alcanzar los siguientes objetivos:

2.1.1 OBJETIVO GENERAL

Tener un documento técnico que sirva de guía conceptual y metodológica para la determinación de los parámetros hidrológicos e hidráulicos de diseño, de obras de infraestructura vial.

2.1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- a. Ofrecer al proyectista de diseño en infraestructura vial (Ingeniero o profesional a fin), de una herramienta práctica para el desarrollo de estudios de hidrología e hidráulica, con criterios ingenieriles, metodologías y recomendaciones que ayuden a proyectar adecuadamente los elementos de drenaje de una carretera.
- b. Permitir al proyectista obtener consistentemente la estimación de la magnitud del caudal de diseño, diseñar obras de drenaje que permitan controlar y eliminar el exceso de agua superficial y subterránea que discurren sobre la calzada y debajo de ella, a fin de que no puedan comprometer la estabilidad de la estructura del pavimento, de acuerdo a las exigencias hidrológicas y geomorfológicas del área de estudio, sin afectar el drenaje natural de la zona, ni a la propiedad adyacente.
- c. Uniformizar criterios de diseño de las obras de drenaje vial.

2.2 ANTECEDENTES:

El Manual presenta recomendaciones de diseño generales para la elaboración de estudios de hidrología, hidráulica y drenaje, cuyas



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

metodologías previamente a su aplicación deben ser validadas a las condiciones particulares de cada proyecto vial.

El presente Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje; prima y complementa, los criterios de diseño establecidos en los capítulos de Hidrología y Drenaje del Manual de Caminos Pavimentados y no Pavimentados de Bajo Volumen de Tránsito, Manual de Diseño Geométrico-2001 y el Manual de Puentes.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones



CAPÍTULO III HIDROLOGÍA





III. HIDROLOGÍA

3.1 Alcances

Este capítulo trata temas relacionados a las metodologías que permiten estimar los caudales de diseño de las obras que constituyen el sistema de drenaje proyectado de la carretera (drenaje superficial y subterráneo).

Partiendo del análisis de la información hidrológica y meteorológica disponible en el área de estudio, se presentan criterios de diseño y límites de aplicación de los métodos considerados, a fin de que el especialista seleccione la alternativa más apropiada para cada caso en particular.

La información hidrológica y meteorológica a utilizar en el estudio deberá ser proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e hidrología (SENAMHI), entidad que es el ente rector de las actividades hidrometeorológicas en el país. En lugares en que no se cuenta con la información del SENAMHI, y de ser el caso se recabará información de entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar, previa verificación de la calidad de la información.

El registro y estudio de las máximas avenidas anuales permite determinar, bajo cierto supuestos, la probabilidad de ocurrencia de avenidas de una cierta magnitud.

Se debe tener en cuenta que, las avenidas son fenómenos originados por el carácter aleatorio de las descargas de los ríos. La ocurrencia de crecidas de los ríos se describe en términos probabilísticas. Es decir, que cada avenida va asociada una probabilidad de ocurrencia.



Es importante señalar que los métodos y procedimientos que se describen en el presente capítulo abarcan únicamente la determinación de caudales líquidos provenientes de precipitaciones pluviales y no incluye la determinación de caudales provenientes de deshielos, inundaciones causadas por desborde de ríos y colapso de presas de irrigación. Asimismo, no incluye la estimación de caudales sólidos que puedan transportar los cursos naturales. Sin embargo, si el funcionamiento o vida útil de la obra de drenaje proyectada está supeditada al comportamiento de estos factores, el Proyectista deberá tomarlos en cuenta al efectuar los diseños de las obras de drenaje.

3.2 Factores Hidrológicos y Geológicos que inciden en el Diseño Hidráulico de las Obras de Drenaje

El presente ítem describe los factores que influyen en la obtención de diseños adecuados que garanticen el buen funcionamiento del sistema de drenaje proyectado, acorde a las exigencias hidrológicas de la zona de estudio.

El primer factor a considerar se refiere al tamaño de la cuenca como factor hidrológico, donde el caudal aportado estará en función a las condiciones climáticas, fisiográficas, topográficas, tipo de cobertura vegetal, tipo de manejo de suelo y capacidad de almacenamiento.

Los factores geológicos e hidrogeológicos que influyen en el diseño se refieren a la presencia de aguas subterráneas, naturaleza y condiciones de las rocas permeables y de los suelos: su homogeneidad, estratificación, conductividad hidráulica, compresibilidad, etc y también a la presencia de zonas proclives de ser afectadas por fenómenos de geodinámica externa de origen hídrico.

3.3 Estudios de Campo



Los estudios de campo deben efectuarse con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida: al estado actual de las obras de drenaje existentes, condiciones topográficas e hidrológicas del área de su emplazamiento. Asimismo el estudio de reconocimiento de campo permite identificar y evaluar los sectores críticos actuales y potenciales, de origen hídrico como deslizamientos, derrumbes, erosiones, huaycos, áreas inundables, asentamientos, etc. que inciden negativamente en la conservación y permanencia de la estructura vial (carreteras y/o puentes).

Se debe evaluar las condiciones de las estaciones pluviométricas e hidrométricas, así como la consistencia de los datos registrados.

Por otro lado, el estudio de reconocimiento de campo permite localizar y hacer el estudio correspondiente de todas las cuencas y/o microcuencas hidrográficas, cuyos cursos naturales de drenaje principal interceptan el eje vial en estudio.

Para la elaboración de un estudio o informe de Hidrología, la actividad de estudio de campo a lo largo del proyecto vial, es de carácter obligatorio, por parte del o los especialista (s) a cargo de los estudios hidrológicos e hidráulicos.

3.4 Evaluación de la Información Hidrológica

Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño.

De acuerdo a la información disponible se elegirá el método más adecuado para obtener estimaciones de la magnitud del caudal, el cual será verificado con las observaciones directas realizadas en el



punto de interés, tales como medidas de marcas de agua de crecidas importantes y análisis del comportamiento de obras existentes.

La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables, asimismo dicha información deberá incluir los años en que se han registrado los eventos del fenómeno “El Niño”, sin embargo dado que durante el evento del fenómeno del niño la información no es medida ya que normalmente se estiman valores extraordinarios, esta información debe ser evaluada de tal manera que no se originen sobredimensionamientos en las obras.

Indiscutiblemente, la información hidrológica y/o hidrometeorológica básica para la realización del estudio correspondiente, deberá ser representativa del área en dónde se emplaza el proyecto vial.

3.5 Área del Proyecto - Estudio de la(s) Cuenca(s) Hidrográfica(s)

El estudio de cuencas está orientado a determinar sus características hídricas y geomorfológicas respecto a su aporte y el comportamiento hidrológico. El mayor conocimiento de la dinámica de las cuencas permitirá tomar mejores decisiones respecto al establecimiento de las obras viales.

Es importante determinar las características físicas de las cuencas como son: el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características del relieve, suelos, etc. Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la cobertura vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los



elementos del régimen hidrológico. El estudio de cuencas hidrográficas deberá efectuarse en planos que cuenta el IGN en escala 1:100,000 y preferentemente a una escala de 1/25,000, con tal de obtener resultados esperados.

3.6 Selección del Período de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (1)$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R,



el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. (Ver Figura N° 01)

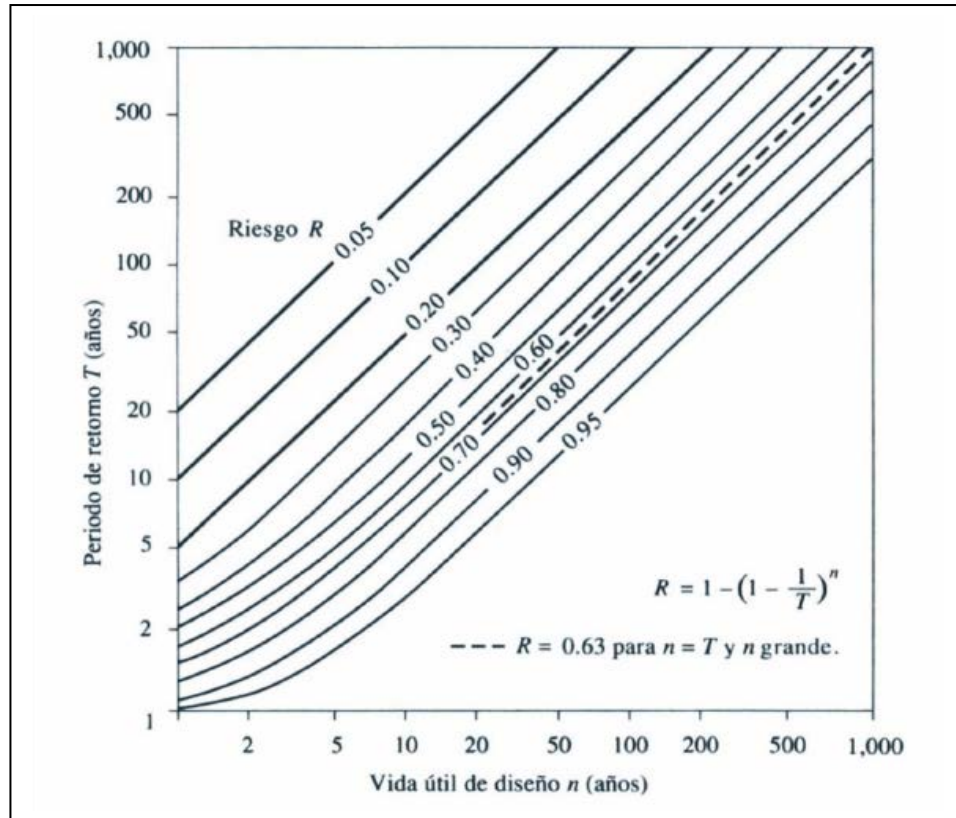


Figura N° 01. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)).

En la Tabla N° 01 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

TABLA N° 01: Valores de Período de Retorno T (Años)

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
R										
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144



RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: MONSALVE, 1999.

De acuerdo a los valores presentados en la Tabla N° 01 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

**TABLA N° 02: VALORES MAXIMOS RECOMENDADOS
DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE**

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - **Vida Útil considerado (n)**

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

3.7 ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS

3.7.1 Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:



- i. Distribución Normal
- ii. Distribución Log Normal 2 parámetros
- iii. Distribución Log Normal 3 parámetros
- iv. Distribución Gamma 2 parámetros
- v. Distribución Gamma 3 parámetros
- vi. Distribución Log Pearson tipo III
- vii. Distribución Gumbel
- viii. Distribución Log Gumbel

3.7.1.1 Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (2)$$

Donde

$f(x)$ = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x .

3.7.1.2 Distribución Log Normal 2 Parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(-\frac{(x-\bar{X})^2}{2S^2}\right)} dx \quad (3)$$

Donde \bar{X} y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación (2) se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse,



transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

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

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$C_s = a / S^3 y$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \quad (4)$$

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).

3.7.1.3 Distribución Log Normal 3 Parámetros

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{(2\pi) S_y}} e^{-1/2 \left(\frac{\ln(x-x_0) - u_y}{S_y} \right)^2} \quad (5)$$

Para $x > x_0$

Donde:

X_0 : parámetro de posición



Uy: parámetro de escala o media

Sy²: parámetro de forma o varianza

3.7.1.4 Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad (7)$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

3.7.1.5 Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad (7)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : origen de la variable x, parámetro de posición

γ : parámetro de forma



β : parámetro de escala

3.7.1.6 Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (8)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

3.7.1.7 Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (9)$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$



Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x \quad (10)$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

3.7.1.8 Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (11)$$

3.7.2 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov, las cuales se describen a continuación.

a) Prueba χ^2



Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1900, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i \quad (12)$$

Donde:

θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Asimismo; $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k-1-m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq X^2_{1-\alpha, k-1-m}$$



El valor de $\chi^2_{1-\alpha, k-1-m}$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2 .

Cabe recalcar que la prueba del X^2 , desde un punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones normal y Log normal.

b) Prueba Kolmogorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \text{máx} / F_o(x_m) - F(x_m)/$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla N° 03). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - m / (n+1) \quad (13)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996)

TABLA N° 03: Valores críticos d para la prueba Kolmogorov – Smirnov

TAMAÑO DE LA MUESTRA	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32



30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Aparicio, 1999.

3.8 Determinación de la Tormenta de Diseño

Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillas de carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas.

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios.

3.8.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia



La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{Td} \quad (14)$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del período de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticas según lo descrito en el ítem 3.7. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. duración, teniendo como parámetro el período de retorno, tal como se muestra en el ejemplo (Ver Figura N° 02).

Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas.

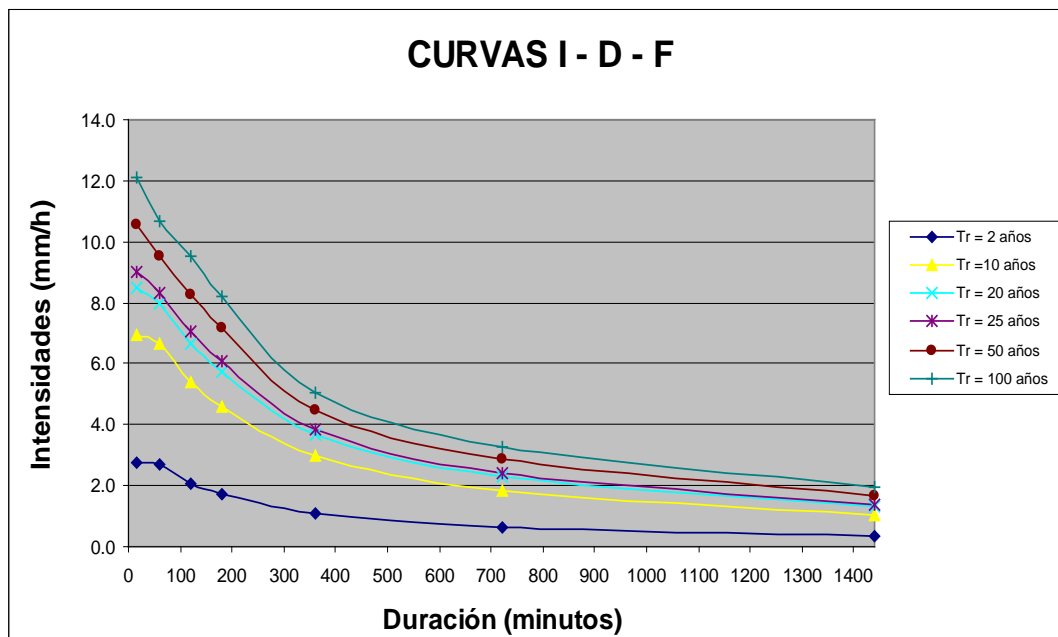


Figura N° 02: Ejemplo Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica. Un modelo general es el siguiente:



$$I = \frac{a}{(D + b)^m} \quad (15)$$

Donde I es la intensidad de lluvia de diseño, D es la duración y a, b y m son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno, asimismo para su determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a, b y m por medio de regresión lineal.

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (t_c) para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla N° 04 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

TABLA N° 04: Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64



10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito

Se puede establecer como un procedimiento lo siguiente:

1. Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempo de duración.
2. Ordenar de mayor a menor.
3. Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
4. Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
5. Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuenta con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (16)$$

Donde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.



Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K T^m}{t^n} \quad (17)$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

3.9 Tiempo de Concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es:

$$t_c = t_o + t_f \quad (18)$$



Donde:

to: tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

tf: tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés = \sum

Li / Vi.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la Tabla N° 05.

TABLA N° 05: Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA t_c (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947.L^{0.77}.S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525.(0.0000276.i + c).L^{0.33}}{S^{0.333}.i^{0.667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035\frac{(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C = coeficiente de escorrentía del método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.



<p>Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965)</p> <p>Aron y Erborge (1973)</p>	$t_c = \frac{7.L^{0.6}.n^{0.6}}{I^{0.4}.S^{0.3}}$ <p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno-m/m.</p>	<p>Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de 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.</p>
<p>Ecuación de retardo SCS (1973)</p>	$t_c = \frac{0.0136.L^{0.8}\left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	<p>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 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.</p>

Fuente: * SCS Soil Conservation Service

3.10 Hietograma de Diseño

En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer la evolución de esos 100 mm. a lo largo de esas 5 horas.

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (alternating block method, Chow et al).



3.10.1 Método del Bloque Alterno

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño (Figura N° 03).

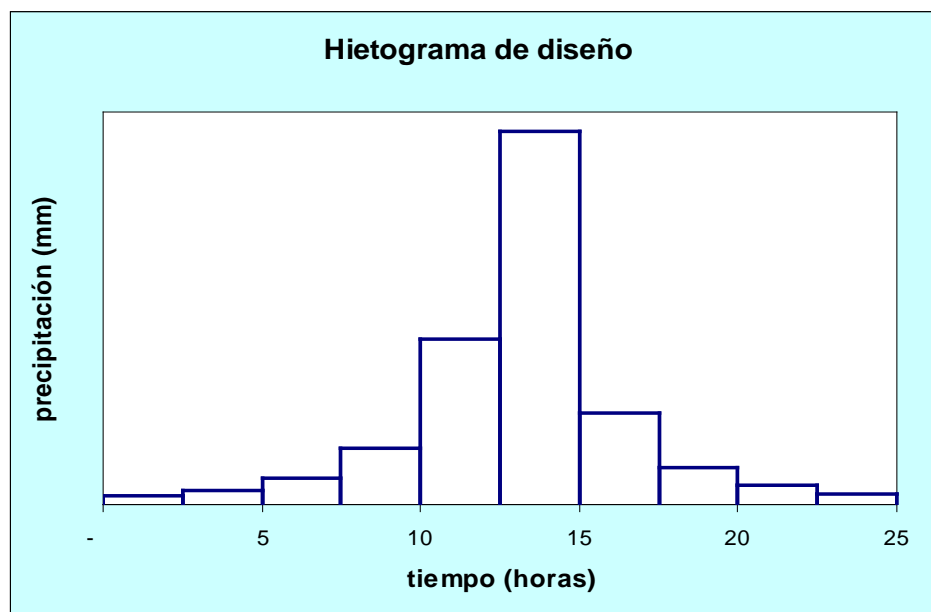


Figura N° 03: Ejemplo Hietograma de Diseño



3.11 Precipitación total y efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación vs. el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia-escorrentía. La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de interceptación y almacenamiento superficial.

El hietograma de exceso de precipitación puede calcularse a partir del hietograma de precipitación en una o dos formas, dependiendo de si existe o no información de caudales disponibles para la tormenta.

3.11.1 Método SCS para abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. 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 alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación la (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$.

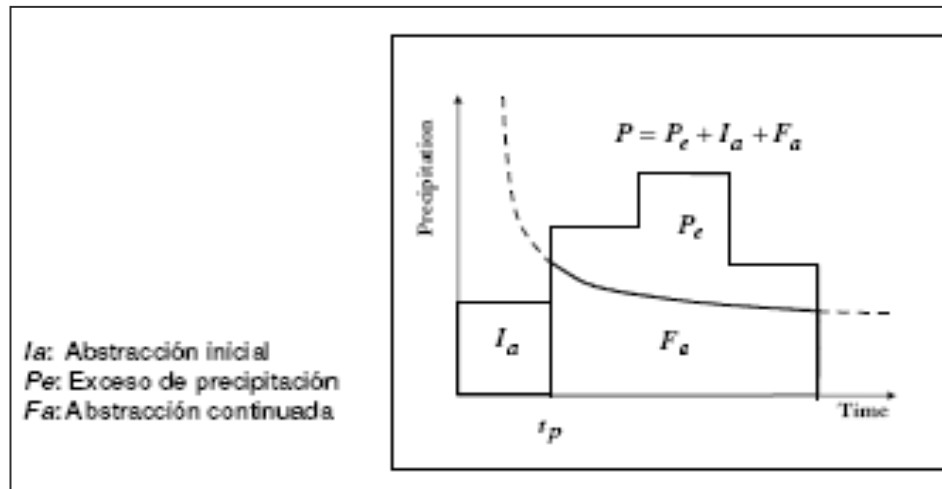


Figura N° 04: Variables en el método.
(Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))

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:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para P_e se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (19)$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS (Ver Figura N° 05).

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

$$I_a = 0.2 S$$



Con base en esto:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (20)$$

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva numero), correspondiente al área específica en estudio, valor que debe ser obtenido mediante procesos de calibración. La calibración del parámetro CN se realiza con información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes; luego se corre el modelo hasta ajustar el hidrograma calculado con el observado en el campo. Es un proceso de prueba error en donde se ajusta el parámetro (CN) hasta obtener coincidencias entre ambos hidrogramas.

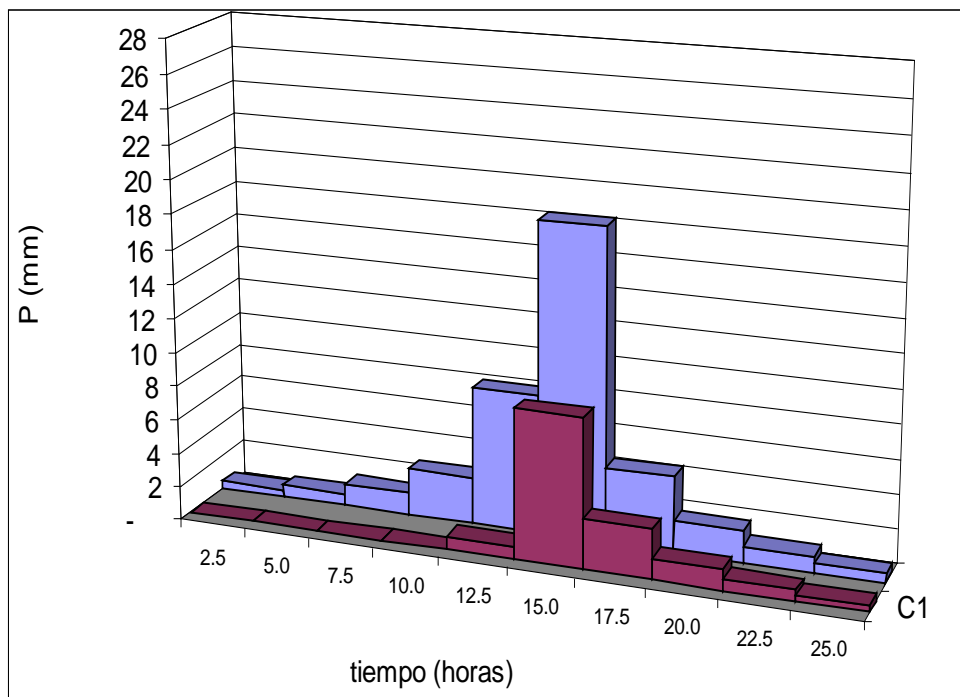


Figura Nº 05. Ejemplo Hietograma de Precipitación efectiva



Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (21)$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad (22)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad (23)$$

TABLA Nº 06: Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación activa
I	Menor que 0,5	Menor que 1,4
II	0,5 a 1,1	1,4 a 2,1
III	Sobre 1,1	Sobre 2,1

Fuente: Soil Conservation Service



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en la Tabla N° 07. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.



TABLA N° 07: Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $l_a = 0.2s$)

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación	72 62	81 71	88 78	91 81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas	68 39	79 61	86 74	89 80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²	45 25	66 55	77 70	83 77
Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	39 49	61 69	74 79	80 84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales /72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ : Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras: Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

- 1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap.9.
- 2 Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.
3. Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los sucesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.
4. Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.
5. En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva. (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))



3.12 ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc., según el ítem 3.7

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

A continuación se presentan algunas metodologías:

3.12.1 Método IILA

Son escasas las estaciones que ofrecen información automatizada de registros pluviales, por lo que existe bastante dispersión en los datos. Con el método IILA, la intensidad de lluvia que tiene una duración t (en horas), para un periodo de retorno T (en años), es:

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)t^{n-1} \quad (24)$$

Y la precipitación $P_{t,T}$ tiene la siguiente relación:

$$P_{t,T} = a(1 + K \log T)t^n \quad (25)$$



Según la metodología empleada las fórmulas son válidas para $3 \leq t \leq 24$ horas.

Para $t \leq 3$ horas se usa:

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1} \quad (26)$$

Las constantes a , b , K y n fueron determinadas en el “Estudio de la Hidrología del Perú” realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI (Plano n.2-C), 1983.

Otra expresión que se utiliza es:

$$i_{t,T} = \frac{\varepsilon_t}{t} (1 + K \log T) \quad (27)$$

Nuevamente ε_t y K son valores característicos de cada sub-región hidrológica. Muchas veces ε_t es función de la altitud Y .

(Mayor información se puede hallar en el realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI, 1983).

3.12.2 Método Racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, $A < 10 \text{ Km}^2$. Considerar que la duración de P es igual a t_c .

La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0,278 CIA \quad (28)$$

**Donde:**

- Q : Descarga máxima de diseño (m³/s)
 C : Coeficiente de escorrentía (Ver Tabla N° 08)
 I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)
 A : Área de la cuenca (Km²).

TABLA N° 08: Coeficientes de escorrentía método racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos interceptan el alineamiento de la carretera en estudio. En virtud a ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características.

3.12.2.1 Método Racional Modificado

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de



drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (T_c) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente:

$$Q = 0,278 CIAK \quad (29)$$

Donde:

- Q : Descarga máxima de diseño (m³/s)
- C : Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.
- I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)
- A : Área de la cuenca (Km²)
- K : Coeficiente de Uniformidad

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

A) Tiempo de Concentración (T_c)

$$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76} \quad (30)$$

Donde:

- L= Longitud del cauce mayor (km)
- S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

B) Coeficiente de Uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14} \quad (31)$$

Donde:

- T_c= Tiempo de concentración (horas)

C) Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A)

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15) \quad (32)$$



Donde:

A : Área de la cuenca (Km²)

D) Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = k_A P_d \quad (33)$$

Donde:

k_A : Factor reductor

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

E) Intensidad de Precipitación (I)

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \quad (34)$$

Donde:

P : Precipitación máxima corregida (mm)

T_c : Tiempo de concentración (horas)

F) Coeficiente de Escorrentía (C)

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2} \quad (35)$$

Donde:

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

P_o : Umbral de escorrentía = $\left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$

CN : Número de curva

3.12.3 Hidrograma Unitario

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la



salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora).

El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg).

El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto es aplicable el principio de superposición; 2 cm de escorrentía producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma unitario, es decir, la suma de dos hidrogramas unitarios.

Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel $U(t-T)$ dada por:

$$q(t) = \int i(t)U(t-T)dt \quad (36)$$

Donde:

$q(t)$: función del hidrograma de salida

$i(t)$: función del hidrograma de entrada

Se debe tomar en cuenta que aún cuando las características físicas de la cuenca permanezcan relativamente constantes, las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes.

Las características de una tormenta son: La duración de la lluvia, el patrón intensidad – tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.



Podremos concluir, que el hidrograma unitario es el hidrograma de un centímetro (o una pulgada) de escorrentía directa de una tormenta con una duración especificada.

3.12.3.1 Obtención de hidrogramas unitarios

La obtención de los hidrogramas unitarios se parte de valores naturales registrados o se pueden generar hidrogramas sintéticos.

El mejor hidrograma unitario es aquel que se obtiene a partir de: una tormenta de intensidad razonablemente uniforme; una duración deseada; un volumen de escorrentía cercano o mayor a 1 cm (ó 1 pulg.)

El proceso de obtención de hidrogramas unitarios a partir de registros naturales de caudales es el siguiente:

- Separar el flujo base de la escorrentía directa.
- Determinar el volumen de escorrentía directa.
- Las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa se dividen por la profundidad de escorrentía observada.
- Las ordenadas ajustadas forman el hidrograma unitario.

3.12.3.2 Hidrogramas sintéticos

Además de los hidrogramas naturales, existen hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del



fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

a) Hidrograma sintético triangular del SCS

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s.cm.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo de recesión, t_r , puede aproximarse a:

$$t_r = 1.67T$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{2.08A}{T_p} \quad (37)$$

Donde:

A : es el área de drenaje en Km²

T_p : es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_p = 0,6t_c$$

Donde:

t_p: Tiempo de retardo (entre el centroide del hietograma y el pico de caudal) (h)

t_c: Tiempo de concentración de la cuenca.

El tiempo de ocurrencia del pico, T_p, puede expresarse como:



$$T_p = \frac{D}{2} + t_p \quad (38)$$

Donde:

D: duración de la lluvia (h)

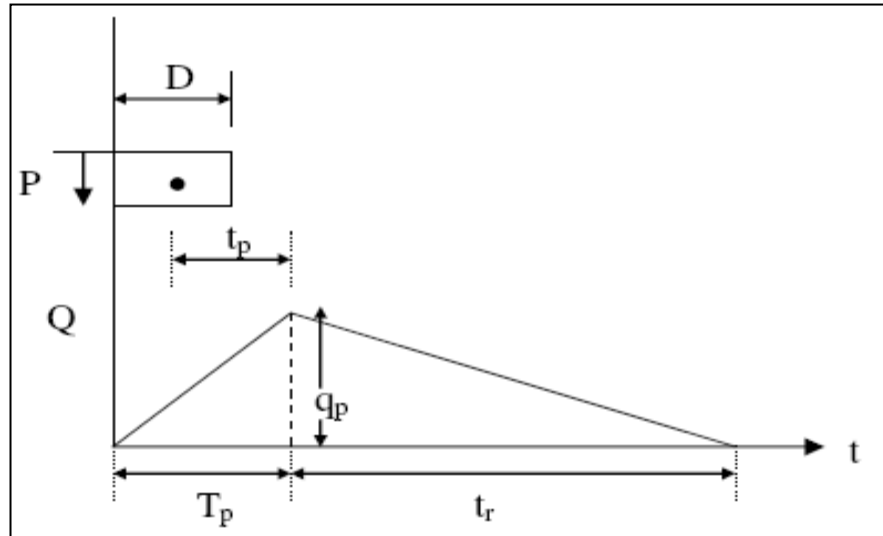


Figura N° 06: Hidrograma Unitario Triangular del SCS.
(Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))

Este método es recomendable tan solo para cuencas de hasta a 30 Km². Es muy usado en cuencas sin muchos datos hidrológicos.

Para cuencas urbanas, donde t_p y t_c disminuyen por la impermeabilización y canalización se aplica:

$$t_p = t_p \text{ (cuenca natural)} \cdot f_1 \cdot f_2 \quad (39)$$

$$f_1 = 1 - M_a K$$

$$f_2 = 1 - M_c K$$

Donde:

Ma: Porcentaje de aumento de áreas impermeables



Mc: Porcentaje de áreas canalizadas

$$K = (-0,02185CN^3 - 0,4298CN^2 + 355CN - 6789) * 10^{-6}$$

b) Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia t_r está relacionada con el retardo de cuenca t_p por

$$t_p = 5.5 t_r$$

El retardo de cuenca está dado por:

$$t_p \text{ (hr)} = 0.75 C_t (L * L_c)^{0.3} \quad (40)$$

Donde:

L : Longitud del curso principal en km.

L_c : Longitud del curso principal al centro de gravedad en km.

El caudal pico por unidad de área de drenaje en $m^3/s * km^2$ del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{2.75 C_p}{t_p}$$

A partir de un hidrograma unitario deducido en la cuenca se obtienen los valores de su duración efectiva t_R en horas, su tiempo de retardo en la cuenca t_{pR} en horas y su caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pR} en $m^3/s * km^2 * cm$.

El retardo de cuenca estándar es:

$$t_p = t_{pR} + (t_r - t_R) / 4 \quad (41)$$



La relación entre q_p y el caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pR} del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pR} = q_p t_p / t_{Pr}$$

El rango de aplicación de este método es de 30 a 30 000 Km²

3.12.4 Sistema de Modelamiento Hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)

El Sistema de Modelado Hidrológico es una aplicación desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

El HEC-HMS, representa la versión para Windows de la versión HEC-1, desarrollada para D.O.S, en la cual se han mejorado los



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

conceptos hidrológicos, los resultados e hidrogramas producidos se almacenan en una base de datos que pueden usarse directamente por el HEC-RAS en la elaboración de estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, predicción del flujo, reducción de los daños de las avenidas, etc.

Para poder utilizar este programa se debe disponer de la siguiente información:

- Características de la precipitación, la intensidad se obtiene de las curvas I-d-f (Intensidad, duración, frecuencia), o puede ajustarse utilizando los procedimientos mencionados anteriormente. Es importante señalar que las precipitaciones parciales deben introducirse en intervalos fijos.
- Características de la cuenca (Área, forma, Longitud del cauce principal, centro de gravedad, pendiente media del terreno, cobertura vegetal, tipo de prácticas de pastoreo, tipos de precipitación, etc).

Cuando se usa el HEC – HMS uno debe juntar los elementos que componen el sistema.

La cuenca se crea “seleccionando” los elementos de la columna izquierda, arrastrándolos al centro de la “zona de trabajo”. Los elementos se unen por medio de “tramos” (Reach, en la lista). Estos a su vez se adhieren a los elementos colocando sus extremos dentro de los mismos. Para poder editar los elementos, se presiona rápidamente dos veces sobre ellos hasta que aparezca la caja de diálogo en la que se deben incluir los datos respectivos. Los datos que se requieren para la cuenca, además del área (en km²) son tres:



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

a) Función de infiltración y los parámetros correspondientes. La función de infiltración debe escogerse de la siguiente lista:

- i. Servicio de Conservación de Suelos (SCS)
- ii. Green y Ampt
- iii. Inicial / Constante
- iv. Inicial / déficit.
- v. No hay pérdida

b) Función del hidrograma unitario y los parámetros correspondientes. La función del diagrama unitario debe ser escogerse de la siguiente lista:

- i. Clark.
- ii. Snyder.
- iii. SCS.
- iv. Clark modificado.
- v. Definido por el usuario.
- vi. Onda cinemática.

c) Función de recesión de las avenidas y los parámetros y variables correspondientes.

- i. Recesión.
- ii. Flujo constante mensual.
- iii. No hay flujo base.

En el caso de la función de infiltración, escogemos la del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, SCS. Se necesitan 3 tipos de datos: la pérdida inicial (en mm), el número de curva (CN) y el porcentaje de suelo impermeable en la cuenca. La pérdida inicial es la cantidad de lluvia en mm que se produce antes de ocasionar el flujo superficial. Por otro lado, el número de curva se define en base al tipo de suelo, cobertura vegetal, y prácticas de pastoreo. El porcentaje impermeable está dado por el área ocupada por lagunas y



zonas rocosas que para propósitos prácticos puede considerarse impermeable.

En el caso del hidrograma unitario, se utilizará la función de Snyder para exponer los parámetros necesarios. Se requieren básicamente dos: t_p , que es el tiempo en horas que transcurre entre el centro de gravedad de la precipitación y el caudal pico; y C_p que se estima en base a cuencas vecinas de características similares. El primer parámetro se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_p = C_1 C_t (LL_c)^{0.3} \quad (42)$$

En donde t_p es el tiempo, en horas, que transcurre entre el centro de gravedad de la precipitación ocasionada por una tormenta, C_1 es igual a 0.75 en el Sistema Internacional y C_t es “un parámetro deducido en base a cuencas con instrumentos de medición de la misma región”. L es la distancia, en kilómetros del cauce principal de la cuenca desde la divisoria hasta la salida y L_c es la distancia (en kilómetros) desde el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca hasta la salida. C_p varía entre 0.4 y 0.8, según la pendiente y capacidad de almacenamiento de la cuenca.

En quebradas intermitentes el flujo base puede considerarse igual a cero, pero en quebradas mayores el flujo debe estimarse en base a mediciones realizadas a lo largo de varios años y posiblemente establecer valores de flujo base mensual.

Los datos de salida se presentan en forma tabular, sintetizadas en un sumario o gráfica.

Las estimaciones obtenidas usando el programa mencionado deben ser usadas de manera prudente por el especialista, el cual debe tener un conocimiento cabal de la región del mundo en la cual se desempeña.



En una cuenca pequeña es probable que no sea necesario unir varias subcuenclas para obtener el caudal de salida, mientras que en cuencas mayores es necesario realizar el tránsito de avenidas.

Los métodos que se utilizan comúnmente son los siguientes:

- i. Muskingum
- ii. SCS
- iii. Muskingum – Cunge.
- iv. Onda Cinemática

Las variables de entrada del método de Muskingum son K y X , que se basan en mediciones de hidrogramas realizados en el cauce. K es una medida del tiempo de transporte de una onda de un punto a otro, expresándose en unidades de tiempo (horas) y X es una variable adimensional que fluctúa entre 0 y 0.3 y que tiene un valor típico de 0.2.

En el método del SCS sólo se especifica un tiempo de retraso de la onda. Básicamente se “traslada” la onda de un tiempo a otro sin tomar en cuenta las pérdidas por fricción.

Tanto el método de la Onda Cinemática como el método de Muskingum – Cunge requieren datos de la geometría del canal principal, el cual se modela asumiendo que el canal es un trapecio, un triángulo o un círculo. Se necesita por lo tanto el ancho de la base (o diámetro), la inclinación de los taludes (z), el coeficiente de rugosidad del cauce (n = coeficiente de Manning), la pendiente de la línea de energía, S_f y la longitud del tramo, L . La pendiente de la línea de energía se asume igual a la pendiente del canal en el tramo de interés.

3.12.5 Otras Metodologías

Otra metodología es la identificación en el campo de indicadores de altura de agua durante la inundación que, junto con las



características geométricas de la sección del sitio, son usados en cálculos hidráulicos estándar para estimar los picos de caudal.

Este método se basa en las características del flujo crítico (Chow, 1959) y requiere de la selección previa en campo de aquellas secciones en las cuales se cumplen las condiciones de flujo crítico durante una inundación dada. Sin embargo, presenta la ventaja de no depender de la estimación arbitraria de variables tales como rugosidad o pendiente. En cauces de sección no rectangular, la velocidad crítica (V_c) se define como la raíz cuadrada del calado crítico (y_c) multiplicado por la aceleración de la gravedad ($g= 9.8 \text{ m/s}^2$). El caudal (Q) que circula a través de la sección es calculado usando la ecuación: $Q= A_c \cdot V_c$ (m^3/s), donde A_c es el área de la sección.

A partir de datos empíricos de numerosos cauces contendientes superiores a 0.002 m/m, Jarrett (1984-1987) ha desarrollado una ecuación que permite predecir el valor de n usando el gradiente de energía S (m/m) y el radio hidráulico R en metros, $n = 0.32R^{0.38} S^{-0.16}$. Así la ecuación de Manning puede ser reformulada para calcular la velocidad del flujo y el caudal en cauces naturales con pendientes altas adquiriendo la siguiente forma:

$$V = 3.17R^{0.83} S^{0.12} \quad (43)$$

$$Q = 3.17AR^{0.83} S^{0.12} \quad (44)$$

Donde:

- V : velocidad media del flujo (m/s)
- Q : Caudal punta (m^3/s)
- A : área de la sección mojada (m^2)
- S : gradiente de energía que puede ser sustituido por la pendiente de la superficie del agua o la pendiente del lecho.



Otra metodología es la que resalte la influencia de El Fenómeno “El Niño”, en especial en la Vertiente del Pacífico del Perú, departamentos de Piura y Tumbes, donde es necesario un tratamiento especial del análisis para determinar el caudal de diseño.

Según los antecedentes, “El Fenómeno El Niño / Oscilación Sur” (“ENOS”), tiene impactos globales en el planeta y tiene su origen en la interacción océano – atmósfera, los efectos en el continente se manifiesta alterando el régimen de caudales de los ríos, incrementando significativamente unos y generando fuertes déficit en otros. Según los antecedentes el “ENOS”, ha tenido gran influencia sobre la vertiente del Océano Pacífico, variando de Norte a Sur según los años. Los Niños Extraordinarios del 82/83 y 97/98 tuvieron un impacto generalizado en toda la vertiente, creando condiciones de excesos hídricos que provocaron desastres.

El Análisis de caudales máximos permitirá determinar los caudales máximos instantáneos producidos en diferentes escenarios de Eventos “ENOS”. La información utilizada son caudales máximos diarios y máximos instantáneos de la información disponible. En estaciones que no cuentan con información, se aplicaran extrapolaciones y relaciones empíricas como las desarrolladas por Tucci (1991), las cuales permiten obtener los caudales máximos instantáneos, cuyas relaciones matemáticas son:

Cuencas menores de 3500 km²

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{md}} (1 + 2.66 A^{-0.30}) \quad (45)$$

Cuencas mayores de 3500 km²

$$: \quad Q_{\text{máx}} = Q_{\text{md}} (1 + 1.2 A^{-0.036}) \quad (46)$$

Siendo:

$Q_{\text{máx}}$: caudal máximo instantáneo

Q_{md} : caudal máximo diario

A : área de la cuenca de recepción en el punto de control hidrométrico



Se pueden considerar los siguientes valores:

- Superficie mayor a 3000 Km² 1.2
- Superficie comprendida entre 1000 y 3000 km² 1.3
- Superficie comprendida entre 800 y 1000 km² 1.4
- Superficie comprendida entre 600 y 800 km² 1.6
- Superficie comprendida entre 400 y 600 km² 2.0
- Superficie comprendida entre 200 y 400 km² 2.5
- Superficie menor a 200 km² de 3.0 hasta 5.0

Generalmente, se admite un coeficiente variando entre 1.2 y 2.2 (con valor promedio de 1.6) con una probabilidad de 90% para esta relación.

3.13 Avenida de Diseño

La Avenida de Diseño es el caudal que se escoge, mediante diversas consideraciones, para dimensionar un proyecto (o una parte de él). Para su determinación se usa la información básica proporcionada por el estudio hidrológico (Estimación de Caudales) y se incorporan los conceptos correspondientes a riesgo, vulnerabilidad, importancia y costo de obra y muchos otros más, como por ejemplo el tipo de río y de puente. En nuestro país, existe escasez de datos, por lo que juegan un papel muy importante la experiencia y el buen tino del ingeniero proyectista para escoger la Avenida de Diseño. Dentro de los criterios para la selección de los valores posibles están los relativos al máximo nivel alcanzado por el agua, la capacidad del encauzamiento, si fuese el caso las máximas socavaciones y muchas otras más.

La Avenida de Diseño debe escogerse de modo de garantizar la estabilidad del río y del puente y teniendo en cuenta la evaluación de los daños potenciales involucrados en una potencial falla.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Se debe tener en cuenta además que los dos últimos meganiños (1983 y 1998), tuvo como característica, desde el punto de vista hidrológico y en relación con la estabilidad de las estructuras, es la aparición de avenidas de larga duración, de varios días.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones



CAPÍTULO IV HIDRÁULICA Y DRENAJE





IV. HIDRÁULICA Y DRENAJE

4.1 DRENAJE SUPERFICIAL

4.1.1 Drenaje transversal de la carretera

4.1.1.1 Aspectos generales

El Estudio de Hidráulica y Drenaje se recomienda iniciarse después de aprobado el proyecto de Diseño Geométrico, y es de actividad obligatoria la inspección insitu del drenaje natural.

El drenaje transversal de la carretera tiene como objetivo evacuar adecuadamente el agua superficial que intercepta su infraestructura, la cual discurre por cauces naturales o artificiales, en forma permanente o transitoria, a fin de garantizar su estabilidad y permanencia.

El elemento básico del drenaje transversal se denomina alcantarilla, considerada como una estructura menor, su densidad a lo largo de la carretera resulta importante e incide en los costos, por ello, se debe dar especial atención a su diseño.

Las otras estructuras que forman parte del drenaje transversal es el badén y el puente, siendo éste último de gran importancia, cuyo estudio hidrológico e hidráulico que permite concebir su diseño, tiene características particulares y serán tratadas de manera general en el numeral 4.1.1.5 del presente Manual.

El objetivo principal en el diseño hidráulico de una obra de drenaje transversal es determinar la sección hidráulica más adecuada que permita el paso libre del flujo líquido y flujo sólido que eventualmente transportan los cursos naturales y conducirlos adecuadamente, sin causar daño a la carretera y a la propiedad adyacente.

4.1.1.2 Premisas para el estudio

a) Características topográficas.- Para el caso de obras de cruce menores (alcantarillas), el levantamiento topográfico realizado para la carretera, deberá cubrir aquellos sectores donde se emplazarán dichas obras, de tal manera que permita definir el perfil longitudinal



del cauce tanto aguas arriba y aguas abajo de la sección de cruce. En el caso de obras de cruce mayores como puentes, la amplitud que deberá abarcar el levantamiento topográfico, se establece lo indicado en el punto 4.1.1.5.2 a.1) del presente manual.

b) Estudio de cuencas hidrográficas.- Se refiere a la identificación de las cuencas hidrográficas que interceptan el alineamiento de la carretera, con el objetivo de establecer los caudales de diseño y efectos de las crecidas. Se deberá indicar la superficie, pendiente y longitud del cauce principal, forma, relieve, tipo de cobertura vegetal, calidad y uso de suelos, asimismo; los cambios que han sido realizados por el hombre, tales como embalses u otras obras de cruce que pueden alterar significativamente las características del flujo.

c) Características del cauce.- Se refiere a las características del lecho, tales como forma, tipo de suelo, tipo de cobertura vegetal, tipo de material de arrastre, sólidos flotantes, fenómenos de geodinámica externa y otros factores que inciden en el tamaño y durabilidad de la obra de cruce.

d) Datos de crecidas.- Se procederá según las metodologías expuestas en el Capítulo III del Manual. Como información adicional se analizarán y evaluarán las marcas dejadas por crecidas o eventos anteriores. Adicionalmente, se recopilará la información proporcionada por lugareños, con la finalidad de contar con información adicional de campo.

e) Evaluación de obras de drenaje existentes.-

Antes de efectuar la evaluación de las obras de drenaje existentes, el Proyectista debe conocer o tomar en cuenta lo siguiente:

- Nivel de intervención sobre la vía en estudio, tomar en cuenta las conclusiones de los estudios de pre-inversión, para la coherencia del ciclo del proyecto de inversión.
- Contar con las progresivas del proyecto en campo.



- La evaluación hidráulica de las estructuras existentes, deberá ser complementada con los evaluaciones de un Especialista en Estructuras y Obras de arte, para las evaluaciones del estado estructural de los elementos de una obra de drenaje existente.
- El resultado de la evaluación de las obras de drenaje será presentado en fichas técnicas de campo.

La evaluación del comportamiento desde el punto de vista hidráulico estructural de estructuras ubicadas aguas arriba o aguas abajo de la estructura proyectada es de mucha utilidad, porque permite contar con información relevante para lograr diseños adecuados, tomando cuenta su funcionamiento ante la presencia de procesos geomorfológicos como erosión, sedimentación u otros fenómenos, a los que han estado sometidas.

4.1.1.3 ALCANTARILLAS

4.1.1.3.1 Aspectos generales

Se define como alcantarilla a la estructura cuya luz sea menor a 6.0 m y su función es evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan la carretera.

La densidad de alcantarillas en un proyecto vial influye directamente en los costos de construcción y de mantenimiento, por ello, es muy importante tener en cuenta la adecuada elección de su ubicación, alineamiento y pendiente, a fin de garantizar el paso libre del flujo que intercepta la carretera, sin que afecte su estabilidad.

La ubicación óptima de las alcantarillas depende de su alineamiento y pendiente, la cual se logra proyectando dicha estructura siguiendo la alineación y pendiente del cauce natural. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que el incremento y disminución de la pendiente influye en la variación de la velocidad de flujo, que a su vez incide en la capacidad de transporte de materiales en suspensión y arrastre de fondo.



En la proyección e instalación de alcantarillas el aspecto técnico debe prevalecer sobre el aspecto económico, es decir que no pueden sacrificarse ciertas características hidráulicas sólo con el objetivo de reducir los costos. Sin embargo, es recomendable que la ubicación, alineamiento y pendiente que se elija para cada caso, estará sujeta al buen juicio del especialista, quien deberá estudiar los aspectos hidrológicos, hidráulicos, estructurales y fenómenos de geodinámica externa de origen hídrico, para obtener finalmente la solución más adecuada compatible con los costos, operatividad, servicialidad y seguridad de la carretera.

4.1.1.3.2 Ubicación en planta

La ubicación en planta ideal es la que sigue la dirección de la corriente, sin embargo, según requerimiento del Proyecto la ubicación natural puede desplazarse, lo cual implica el acondicionamiento del cauce, a la entrada y salida con la construcción de obras de encauzamiento u otras obras complementarias.

4.1.1.3.3 Pendiente longitudinal

La pendiente longitudinal de la alcantarilla debe ser tal que no altere desmesuradamente los procesos geomorfológicos, como la erosión y sedimentación, por ello, los cambios de pendiente deben ser estudiados en forma cuidadosa, para no incidir en dichos procesos que pueden provocar el colapso de la estructura.

En los Anexos: Lámina N° 01, se aprecia la ubicación típica de alcantarillas respecto a la pendiente del cauce.

4.1.1.3.4 Elección del tipo de alcantarilla

a) Tipo y sección

Los tipos de alcantarillas comúnmente utilizadas en proyectos de carreteras en nuestro país son; marco de concreto, tuberías metálicas corrugadas, tuberías de concreto y tuberías de polietileno de alta densidad.



Las secciones mas usuales son circulares, rectangulares y cuadradas. En ocasiones especiales que así lo ameriten puede usarse alcantarillas de secciones parabólicas y abovedadas.

En carreteras de alto volumen de tránsito y por necesidad de limpieza y mantenimiento de las alcantarillas, se adoptará una sección mínima circular de 0.90 m (36") de diámetro o su equivalente de otra sección, salvo en cruces de canales de riego donde se adoptarán secciones de acuerdo a cada diseño particular.

Las alcantarillas tipo marco de concreto de sección rectangular o cuadrada pueden ubicarse a niveles que se requiera, como colocarse de tal manera que el nivel de la rasante coincida con el nivel superior de la losa o debajo del terraplén. Generalmente, se recomienda emplear este tipo de alcantarillas cuando se tiene la presencia de suelos de fundación de mala calidad.

Es importante instalar alcantarillas permanentes con un tamaño lo suficientemente grande como para desalojar las avenidas de diseño más los escombros que se puedan anticipar.

En cauces naturales que presentan caudales de diseño importantes donde la rasante no permite el emplazamiento de una alcantarilla de dimensión considerable, se suelen colocar alcantarillas múltiples, sin embargo, este diseño debe tener en cuenta la capacidad de arrastre del curso natural (palizada, troncos y material de cauce) y su pendiente longitudinal para evitar obstrucciones, recomendándose utilizar obras con mayor sección transversal libre, sin subdivisiones.

En el caso del proceso constructivo de tuberías para alcantarillas múltiples, se recomienda que la separación de los tubos, medida entre las superficies externas, deberá ser tal que facilite la compactación del material de relleno igual a la mitad del diámetro de la tubería con un máximo de 1.0 m y 0.4 m como mínimo.

Asimismo, en cauces naturales con caudales de diseño considerables, pendiente longitudinal reducida y transporte de palizada como es el caso de cursos naturales ubicados en la región selva de nuestro



país, se recomienda la colocación de obras con la mayor sección hidráulica posible que dependiendo del aspecto económico podrán utilizarse alcantarillas tipo arcos parabólicos o abovedadas.

En los Anexos: Lamina N° 02, se aprecia una sección típica de alcantarilla tipo tubería metálica corrugada (TMC) con protección a la entrada y salida.

En la Lámina N° 03, se aprecia secciones típicas de alcantarillas tipo marco de concreto con protecciones de entrada y salida.

b) Materiales

La elección del tipo de material de la alcantarilla depende de varios aspectos, entre ellos podemos mencionar el tiempo de vida útil, costo, resistencia, rugosidad, condiciones del terreno, resistencia a la corrosión, abrasión, fuego e impermeabilidad. En conclusión no es posible dar una regla general para la elección del tipo de material a emplear en la construcción de la alcantarilla, sino que además de los aspectos mencionados anteriormente depende del tipo de suelo, del agua y principalmente de la disponibilidad de materiales en el lugar.

4.1.1.3.5 Recomendaciones y factores a tomar en cuenta para el diseño de una alcantarilla

A continuación se presentan algunas recomendaciones prácticas y factores que intervienen para el diseño adecuado de una alcantarilla.

a) Utilizar el período de retorno para el diseño, según lo establecido en el Numeral 3.6 del Capítulo III del Manual.

b) Para asegurar la estabilidad de la carretera ante la presencia de asentamientos provocados por filtraciones de agua, la alcantarilla debe asegurar la impermeabilidad.

Asimismo, dentro de los factores se mencionan los siguientes:

a) Como factores físicos y estructurales, tenemos: la durabilidad, altura de relleno disponible para la colocación de la alcantarilla, cargas actuantes sobre la alcantarilla y calidad y tipo de terreno existente.



b) Dentro de los factores hidráulicos, tenemos: el caudal de diseño, pendiente del cauce, velocidad de flujo, material de arrastre, pendiente de la alcantarilla y rugosidad del conducto.

c) Otros factores importantes que deben ser tomados en cuenta para la elección del tipo de alcantarilla, son la accesibilidad a la zona del proyecto y la disponibilidad de materiales para su construcción.

4.1.1.3.6 Diseño hidráulico

El cálculo hidráulico considerado para establecer las dimensiones mínimas de la sección para las alcantarillas a proyectarse, es lo establecido por la fórmula de Robert Manning* para canales abiertos y tuberías, por ser el procedimiento más utilizado y de fácil aplicación, la cual permite obtener la velocidad del flujo y caudal para una condición de régimen uniforme mediante la siguiente relación.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (47)$$

$$R = A / P$$

$$Q = VA$$

Donde:

Q : Caudal (m³/s)

V : Velocidad media de flujo (m/s)

A : Área de la sección hidráulica (m²)

P : Perímetro mojado (m)

R : Radio hidráulico (m)

S : Pendiente de fondo (m/m)

n : Coeficiente de Manning (Ver Tabla N° 09)

* Actualmente existen modelos hidráulicos para el diseño de alcantarillas, desarrollados por la Federal Highway Administration del U.S. Department of Transportation. Programa de distribución gratuita de la siguiente página:
<http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/software.cfm>



TABLA N° 09: Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning (n)

TIPO DE CANAL			MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
A. CONDUCTO CERRADO CON ESCURRIMIENTO PARCIALMENTE LLENO	A.1. METÁLICOS	a. Bronce Polido b. Acero soldado con remaches c. Metal corrugado sub - dren dren para aguas lluvias	0.009 0.010 0.013 0.017 0.021	0.010 0.012 0.016 0.019 0.024	0.013 0.014 0.017 0.021 0.030
	A.2 NO METÁLICOS	a. Concreto tubo recto y libre de basuras tubo con curvas, conexiones afinado tubo de alcantarillado con cámaras, entradas. Tubo con moldaje de acero. Tubo de moldaje madera cepillada Tubo con moldaje madera en bruto b. Madera duelas laminada y tratada c. Albañilería de piedra.	0.010 0.011 0.011 0.013 0.012 0.012 0.015 0.010 0.015 0.018	0.011 0.013 0.012 0.015 0.013 0.014 0.017 0.012 0.017 0.025	0.013 0.014 0.014 0.017 0.014 0.016 0.020 0.014 0.020 0.030
B. CANALES REVESTIDOS	B.1 METAL	a. Acero liso sin pintar pintado b. Corrugado	0.011 0.012 0.021	0.012 0.013 0.025	0.014 0.017 0.030
	B.2 NO METÁLICO	a. Madera Sin tratamiento Tratada Planchas b. Concreto afinado con plana afinado con fondo de grava sin afinar excavado en roca de buena calidad excavado en roca descompuesta c. Albañilería piedra con mortero piedra sola	0.010 0.011 0.012 0.011 0.015 0.014 0.017 0.022 0.017 0.023	0.012 0.012 0.015 0.013 0.017 0.017 0.020 0.027 0.025 0.032	0.014 0.015 0.018 0.015 0.020 0.020 0.030 0.035
C. EXCAVADO		a. Tierra, recto y uniforme nuevo grava con algo de vegetación b. Tierra, sinuoso sin vegetación con malezas y pasto maleza tupida, plantas fondo pedregoso - malezas. c. Roca suave y uniforme irregular d. Canales sin mantención maleza tupida Fondo limpio, bordes con vegetación	0.016 0.022 0.022 0.023 0.025 0.030 0.025 0.025 0.035 0.050 0.040	0.018 0.025 0.027 0.025 0.030 0.035 0.035 0.040 0.040 0.080 0.050	0.020 0.030 0.033 0.030 0.033 0.040 0.040 0.040 0.050 0.120 0.080



D. CORRIENTES NATURALES	D.1. CORRIENTES MENORES (ANCHO SUPERF. < 30 m)	a. Ríos en planicies rectos, sin zonas muertas	0.025	0.030	0.033
		rectos sin zonas muertas con piedras y malezas	0.030	0.036	0.040
			0.035	0.045	0.050
			0.045	0.050	0.060
		Sinuoso, vegetación y piedras	0.075	0.100	0.150
		Sinuoso, vegetación y bastante pedregoso			
		Abundante vegetación, sinuoso.			
		b. Torrentes de montaña, sin vegetación, bordes abruptos.	0.030	0.040	0.050
		Árboles y arbustos sumergidos	0.040	0.050	0.070
		Parcialmente en crecidas con piedras y Pocas rocas grandes rocas y piedras en el fondo.			
D.2 PLANICIES DE INUNDACION	a. con pasto sin arbusto	0.025	0.030	0.035	
	pastizales bajos	0.030	0.035	0.050	
	pastizales altos				
	b. áreas cultivadas	0.020	0.030	0.040	
	sin cultivo	0.030	0.040	0.050	
	con cultivos				
	c. Arbustos y Malezas escasos	0.040	0.060	0.080	
	densos	0.070	0.100	0.160	
	d. Arboles	0.110	0.150	0.200	
	sauces	0.030	0.040	0.050	
tierra despejada con troncos					
D3 Ríos Principales (ancho superior a 30 m)	Secciones Regulares	0.025	-	0.060	
	Secciones Irregulares	0.035	-	0.100	

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, 1983.

Se debe tener en cuenta la velocidad, parámetro que es necesario verificar de tal manera que se encuentre dentro de un rango, cuyos límites se describen a continuación.

TABLA Nº 10: Velocidades máximas admisibles (m/s) en conductos revestidos

TIPO DE REVESTIMIENTO	VELOCIDAD (M/S)
Concreto	3.0 – 6.0
Ladrillo con concreto	2.5 – 3.5
Mampostería de piedra y concreto	2.0

Fuente: HCANALES, Máximo Villon B.

Se deberá verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una



reducción de su capacidad hidráulica, recomendándose que la velocidad mínima sea igual a 0.25 m/s.

Asimismo, se debe tener muy en cuenta la velocidad de flujo a la salida de la alcantarilla, generalmente esta velocidad es mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse a fin de evitar procesos de socavación del cauce aguas abajo de la estructura y no afecte su estabilidad.

A continuación, se presenta una tabla con valores máximos admisibles de velocidades de flujo según el tipo de material donde se desplaza.

TABLA N° 11: Velocidades máximas admisibles (m/s) en canales no revestidos

TIPO DE TERRENO	FLUJO INTERMITENTE (M/S)	FLUJO PERMANENTE (M/S)
Arena fina (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla limosa (no coloidal)	0.90	0.90
Arcilla fina	1.00	1.00
Ceniza volcánica	1.20	1.00
Grava fina	1.50	1.20
Arcilla dura (coloidal)	1.80	1.40
Material graduado (no coloidal)		
Desde arcilla a grava	2.00	1.50
Desde limo a grava	2.10	1.70
Grava	2.30	1.80
Grava gruesa	2.40	2.00
Desde grava a piedras (< 15 cm)	2.70	2.10
Desde grava a piedras (> 20 cm)	3.00	2.40

Fuente: Manual de Carreteras de California

4.1.1.3.7 Consideraciones para el diseño

a) Material sólido de arrastre

La palizada, material sólido y hasta desperdicios arrojados a los cauces naturales y que son arrastrados por la corriente, son



elementos muy perjudiciales si se acumulan en la alcantarilla e inciden en su comportamiento hidráulico. No solamente afecta a la alcantarilla, también afecta las zonas aledañas de la carretera. Consecuentemente, es importante que las carreteras cuenten con un programa de mantenimiento rutinario, a fin de identificar los sectores vulnerables, propensos de ser afectados por este fenómeno.

Durante el diseño de la alcantarilla, se pueden adoptar todo tipo de medidas para evitar estos problemas, en primer lugar se puede evitar la acumulación de palizada y material sólido mediante la construcción de obras adicionales, como disipadores o cámaras especiales que permitan retener sólidos, desperdicios y ramas, para luego efectuar su limpieza. Otra alternativa es dejar pasar los sólidos, desperdicios y ramas mediante la construcción de alcantarillas de mayor sección hidráulica acorde al estudio puntualizado de la cuenca de aporte. Se recomienda en lo posible, no modificar la pendiente natural del curso de agua a lo largo de la alcantarilla.

Las recomendaciones mencionadas anteriormente deben ser analizadas desde el punto de vista económico, ya que pueden incrementar el costo de construcción, costo de obras adicionales, así como los costos por trabajos de limpieza y mantenimiento.

En zonas de selva alta en donde las características físicas y geomorfológicas (típicas) sean:

- Cauces encajonados, en V, inactivos o con flujo permanente de agua.
- Pendientes entre 5% y 60%, es decir de medianas a fuertes.
- Tipo de suelo: taludes y lecho de material granular, aluviales, coluviales, con matriz fina de arena y limos, gravas y gravillas; es decir vulnerables a erosión pluvial.
- Tipo de vegetación, arbustica, en taludes.

Estas características, indican que el flujo en los cauces, son flujos de barros, con posibles huaycos menores, debido a que el agua de la



lluvia satura el material de los taludes incrementando la masa y reduciendo la cohesión de las partículas, y que son arrastrados con el agua. Así mismo, el caudal sólido es por lo menos 2 veces mayor que el caudal líquido, la velocidad, varía entre 2 y 10 m/s (Prochaska, Santi, 2008).

Se recomienda utilizar, en zonas de selva alta, con las características físicas y geomorfológicas indicadas en el párrafo anterior, como diámetro mínimo alcantarillas TMC Φ 48”

Se puede considerar en forma práctica, para calcular el orden de magnitud de este caudal sólido, la siguiente fórmula:

$$Q_s = \rho AV \quad (48)$$

Q_s = caudal sólido

ρ = 2,650 kg/m³ (densidad promedio del material sólido)

A = área transversal del material sólido retenido,

V = velocidad aproximada del flujo sólido (Estimar de acuerdo a la zona de trabajo, 2 m/s, conservador) (J. Casafranca).

b) Borde libre

El borde libre en alcantarillas es un parámetro muy importante a tomar en cuenta durante su diseño hidráulico, por ello, las alcantarillas no deben ser diseñadas para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa su riesgo de obstrucción, afectando su capacidad hidráulica.

Se recomienda que el diseño hidráulico considere como mínimo el 25 % de la altura, diámetro o flecha de la estructura.

c) Socavación local a la salida de la alcantarilla

Si la velocidad del flujo a la entrada y particularmente a la salida de la alcantarilla es alta, puede producir procesos de socavación local que afecte su estabilidad, por ello, se recomienda la protección del cauce



natural mediante la construcción de emboquillados de piedra, enchapado de rocas acomodadas u otros tipos de revestimientos, los cuales deberán extenderse hasta zonas donde la socavación local no tenga incidencia sobre la protección

Una medida para reducir la velocidad del flujo, es la construcción de aliviaderos de entrada y salida de la alcantarilla en forma escalonada con el objetivo de disipar la energía hidráulica.

En los Anexos: Lámina N° 04, se aprecia una sección típica de alcantarilla con aliviadero de salida tipo disipador de energía hidráulica.

A continuación, se presenta la fórmula de Laushey que permite calcular el diámetro medio de los elementos de protección a la salida de alcantarillas en función de la velocidad del flujo.

$$d_{50} = \frac{V^2}{(3.1g)} \quad (49)$$

Donde:

d_{50} : Diámetro medio de los elementos de protección (m)

V : Velocidad media del flujo a la salida de la alcantarilla (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

En los Anexos: Lámina N° 05, se aprecia una sección típica de alcantarilla con enrocado de protección a la salida.

d) Mantenimiento y limpieza

Las dimensiones de las alcantarillas deben permitir efectuar trabajos de mantenimiento y limpieza en su interior de manera factible. Es importante realizar estos trabajos con la finalidad que funcionen adecuadamente, tal como se ha previsto en el diseño.

Es necesario efectuar un programa de mantenimiento que incluyan inspecciones antes y después de períodos lluviosos para comprobar el estado hidráulico estructural de la obra y obtener datos como marcas dejadas por las crecidas, acumulación de material, depósito



de sedimentos, presencia de palizada, socavación de cauce y daños estructurales.

Las inspecciones permitirán tomar las medidas correctivas que conlleven al planteamiento de soluciones, necesidad de nuevos diseños, reposiciones o construcción de obras adicionales.

e) Abrasión

La abrasión es una acción mecánica de rozamiento que consiste en la erosión del material de la alcantarilla por la acción de sólidos flotantes transportados por el cauce natural. Este fenómeno depende del carácter y cantidad de material de arrastre, duración, frecuencia y velocidad del flujo.

Es importante tomar en cuenta este fenómeno al momento de elegir el tipo de material del cual estará constituida la alcantarilla.

f) Corrosión

La corrosión se define como el deterioro de un material a consecuencia de un ataque electroquímico por su entorno y puede manifestarse como consecuencia de la acción de elementos activos presentes en el suelo, agua o atmósfera.

Siempre que la corrosión esté originada por una reacción electroquímica (oxidación), la velocidad a la que tiene lugar dependerá en alguna medida de la temperatura, de la salinidad del fluido en contacto con el metal y de las propiedades de los metales en cuestión.

Las condiciones ambientales que contribuyen a la corrosión de alcantarillas son condiciones alcalinas y ácidas presentes en el suelo y en el agua, y la conductividad eléctrica del suelo.

El agua con alta salinidad causa intensa corrosión a corto plazo en el acero.

Es importante señalar que cualquier material utilizado en la construcción de alcantarillas expuesto al agua de mar o cuando las alcantarillas se ubiquen en zonas costeras cercanas al mar requieren



algún tipo de protección para asegurar su vida útil. Lo mismo, sucede con los ácidos producidos por minas de carbón u otras operaciones mineras.

Se indica, asimismo que los suelos con alto contenido de materia orgánica son nocivos para los metales ya que se corroen.

En el caso de alcantarillas de metal corrugado generalmente se utiliza capas protectoras tales como recubrimientos asfálticos, sin embargo, esta medida muchas veces no es suficiente, por lo que un material de mayor resistencia sería el más adecuado para actuar en medios muy agresivos.

g) Seguridad y vida útil

El diseño de alcantarillas debe garantizar la adecuada y correcta evacuación del flujo que discurre hacia a la carretera mediante la obtención de diseños hidráulicos adecuados.

Existen medidas para prolongar la vida útil de las alcantarillas y mejorar sus condiciones de servicio.

Las medidas que se utilizan con mayor frecuencia se mencionan a continuación:

- Con la finalidad de proteger las alcantarillas constituidas por tubos metálicos corrugados de la presencia de agentes exteriores que puedan afectarlas, se recomienda el uso de recubrimiento asfáltico, de esta manera se logra incrementar su vida útil.
- Cuando las condiciones de exposición son muy agresivas, tales como velocidades excesivas con presencia de elementos abrasivos en el flujo, presencia de aguas salinas o ácidas provenientes de establecimientos mineros, suelos alcalinos y suelos con presencia de turba, el recubrimiento asfáltico no ofrece una protección suficiente, bajo estas condiciones no es recomendable el uso de alcantarillas metálicas, por ello, se recomienda el uso de otros materiales para la construcción de



alcantarillas, como concreto de alta resistencia o tubos de alta densidad.

4.1.1.4 BADENES

Las estructuras tipo badén son soluciones efectivas cuando el nivel de la rasante de la carretera coincide con el nivel de fondo del cauce del curso natural que intercepta su alineamiento, porque permite dejar pasar flujo de sólidos esporádicamente que se presentan con mayor intensidad durante períodos lluviosos y donde no ha sido posible la proyección de una alcantarilla o puente.

Los materiales comúnmente usados en la construcción de badenes son la piedra y el concreto, pueden construirse badenes de piedra acomodada y concreto que forman parte de la superficie de rodadura de la carretera y también con paños de losas de concreto armado.

Los badenes con superficie de rodadura de paños de concreto se recomiendan en carreteras de primer orden, sin embargo, queda a criterio del especialista el tipo de material a usar para cada caso en particular, lo cual está directamente relacionado con el tipo de material que transporta el curso natural.

Se recomienda evitar la colocación de badenes sobre depósitos de suelos finos susceptibles de ser afectados por procesos de socavación y asentamientos.

El diseño de badenes debe contemplar necesariamente la construcción de obras de protección contra la socavación y uñas de cimentación en la entrada y salida, así como también losas de aproximación en la entrada y salida del badén.

Dependiendo del tipo de material de arrastre que transporte el curso natural donde se ubicará el badén, se pueden adoptar diseños mixtos, es decir badén – alcantarilla, que permitan evacuar flujos menores en épocas de estiaje y a su vez flujos de materiales sólidos en períodos extraordinarios, sin embargo, estos diseños deben ser estudiados minuciosamente para poder ser empleados, mediante un estudio integral de la cuenca que drenará el badén, ya que el



material transportado puede originar represamientos, poniendo en riesgo su estabilidad y permanencia.

La ventaja de las estructuras tipo badén es que los trabajos de mantenimiento y limpieza se realizan con mayor eficacia, siendo el riesgo de obstrucción muy bajo.

4.1.1.4.1 Consideraciones para el diseño

a) Material sólido de arrastre

El material de arrastre es un factor importante en el diseño del badén, recomendándose que no sobrepase el perímetro mojado contemplado y no afecte los lados adyacentes de la carretera.

Debido a que el material sólido de arrastre constituido por lodo, palizada u otros objetos flotantes, no es posible cuantificarlo, se debe recurrir a la experiencia del especialista, a la recopilación de antecedentes y al estudio integral de la cuenca, para lograr un diseño adecuado y eficaz.

b) Protección contra la socavación

Es importante que el badén proyectado cuente con obras de protección contra la socavación, a fin de evitar su colapso. Según se requiera, la protección debe realizarse tanto aguas arriba como aguas abajo de la estructura, mediante la colocación de enrocados, gaviones, pantallas de concreto u otro tipo de protección contra la socavación, en función al tipo de material que transporta el curso natural.

Asimismo, si el estudio lo amerita, con la finalidad de reducir la energía hidráulica del flujo a la entrada y salida del badén, se recomienda construir disipadores de energía, siempre y cuando estas estructuras no constituyan riesgos de represamientos u obstrucciones.

El diseño del badén también deberá contemplar uñas de cimentación tanto a la entrada como a la salida de la estructura, dichas uñas



deberán desplantarse preferentemente sobre material resistente a procesos erosivos.

En los Anexos: Lámina N° 06, se aprecia una sección típica de badén con protección tanto en la entrada como en la salida.

c) Pendiente longitudinal del badén

El diseño hidráulico del badén debe adoptar pendientes longitudinales de ingreso y salida de la estructura de tal manera que el paso de vehículos a través de él, sea de manera comfortable y no implique dificultades para los conductores y daño a los vehículos.

d) Pendiente transversal del badén

Con la finalidad de reducir el riesgo de obstrucción del badén con el material de arrastre que transporta curso natural, se recomienda dotar al badén de una pendiente transversal que permita una adecuada evacuación del flujo.

Se recomienda pendientes transversales para el badén entre 2 y 3%.

e) Borde libre

El diseño hidráulico del badén también debe contemplar mantener un borde libre mínimo entre el nivel del flujo máximo esperado y el nivel de la superficie de rodadura, a fin de evitar probables desbordes que afecten los lados adyacentes de la plataforma vial.

Generalmente, el borde libre se asume igual a la altura de agua entre el nivel de flujo máximo esperado y el nivel de la línea de energía, sin embargo, se recomienda adoptar valores entre 0.30 y 0.50m.

4.1.1.4.2 Diseño hidráulico

Para el diseño hidráulico se idealizará el badén como un canal trapezoidal con régimen uniforme.

Este tipo de flujo tiene las siguientes propiedades:

- a) La profundidad, área de la sección transversal, velocidad media y gasto son constantes en la sección del canal.



b) La línea de energía, el eje hidráulico y el fondo del canal son paralelos, es decir, las pendientes de la línea de energía, de fondo y de la superficie del agua son iguales. El flujo uniforme que se considera es permanente en el tiempo. Aún cuando este tipo de flujo es muy raro en las corrientes naturales, en general, constituye una manera fácil de idealizar el flujo en el badén, y los resultados tienen una aproximación práctica adecuada.

La velocidad media en un flujo uniforme cumple la ecuación de Manning, que se expresa por la siguiente relación:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (50)$$

$$R = A / P$$

Donde el gasto viene dado por la siguiente relación:

$$Q = VA \quad (51)$$

Donde:

Q : Caudal (m^3/s)

V : Velocidad media de flujo (m/s)

A : Área de la sección hidráulica (m^2)

P : Perímetro mojado (m)

R : Radio hidráulico (m)

S : Pendiente de fondo (m/m)

n : Coeficiente de Manning (Ver Tabla N° 09)

4.1.1.5 PUENTES

4.1.1.5.1 Aspectos generales

Los puentes son las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera y permiten salvar o cruzar un obstáculo natural, el cual puede ser el curso de una quebrada o un río.



Es importante tener en cuenta que un puente no será estable si no lo es el tramo fluvial comprometido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante. En consecuencia, el estudio de un puente que interactúa con un río no puede independizarse del correspondiente estudio de Hidráulica Fluvial. La estabilidad fluvial, lograda durante cientos o miles de años por el río, puede verse seriamente alterada por la construcción de un puente.

La profundidad del estudio hidráulico tiene que depender de ciertas características del puente en particular, como podrían ser: su importancia dentro de la red vial, consecuencias de su falla, costo, tipo de estructura, riesgos aceptables, etc. A las que debe añadirse las correspondientes al río.

En el presente Manual se definirá como puente a la estructura cuya luz sea mayor o igual a 6.0 m, siguiendo lo establecido en las especificaciones AASHTO LRFD.

4.1.1.5.2 Consideraciones para el diseño

En este ítem se procederá a describir las consideraciones generales para el desarrollo de los estudios de hidráulica fluvial de puentes sobre cauces naturales. Asimismo, se describirá en forma general las técnicas más apropiadas para el diseño hidráulico y la información básica para la obtención de los parámetros hidráulicos.

Cabe señalar que el buen funcionamiento hidráulico, no sólo depende de un análisis correcto y del uso adecuado de las fórmulas matemáticas correspondientes; si no también de un conocimiento cabal de las condiciones hidráulicas locales en la cual se fundamenta su diseño.

a) Información básica

En este ítem, se establecerá recomendaciones generales para la ejecución de los estudios de hidráulica fluvial para puentes, que incluye, aspectos topográficos, ejecución de muestreos para la determinación de diámetros representativos del lecho y criterios para la estimación de la rugosidad del lecho.



a.1) Topografía – Batimetría del cauce y zonas adyacentes

El levantamiento topográfico que se requiere, debe abarcar el tramo involucrado donde se proyectará el puente, recomendándose que dicho levantamiento topográfico debe comprender lo siguiente:

- En ríos con amplias llanuras de inundación donde el puente produzca contracción del flujo de avenida el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo.
- En ríos donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y ofrezca una pendiente pronunciada el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m aguas arriba y 150 m aguas abajo del eje del puente propuesto.
- En caso que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura con un río principal, lago o mar el levantamiento topográfico deberá incluir la zona de confluencia.

Sin embargo, el requerimiento mínimo para el levantamiento topográfico puede extenderse o limitarse, sin perjudicar los objetivos del proyecto.

Entonces, se recomienda que el levantamiento topográfico debe incluir la estructura existente, niveles de agua actuales, marcas de agua en la estructura existente, toma del perfil longitudinal del curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no mayor a 0.5 veces el ancho del cauce principal del curso natural y otros aspectos y/o singularidades de relevancia para el estudio hidráulico, teniendo en cuenta además la forma irregular que generalmente presentan las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento topográfico deberá representar la zona en estudio adecuadamente de tal manera que permita identificar puntos altos, bajos e irregularidades del lecho como islotes, zonas de depresión asociadas a socavación, etc.



Para estudios en regiones de selva de nuestro país, el levantamiento topográfico - Batimétrico deberá abarcar las áreas de inundación asociadas a las crecidas de los cursos naturales muy comunes en esta zona, es decir el levantamiento topográfico deberá cubrir toda la zona afectada por este fenómeno relevante para el estudio.

a.2) Ubicación del puente

La elección de la ubicación del puente debe ser la más óptima, desde el punto de vista hidráulico, geotécnico y de diseño Vial; es decir debe ser tal, que el curso natural no afecte su estabilidad y a su vez el puente no produzca cambios morfológicos en el curso natural.

De preferencia en los proyectos de carreteras, es recomendable que la ubicación del puente sea definido en la etapa inicial de un estudio; para ello, los especialistas en Trazo - Diseño Vial, Hidráulica y Geotecnia; evaluarán las condiciones existentes tanto aguas arriba, como aguas abajo, en una longitud no menor a 300 m. (a partir de los cruces o bados existentes). Esta actividad permitirá programar: los levantamientos topográficos para el modelamiento hidráulico, requerimientos de estudios de suelos, ubicación de las prospecciones geotécnicas, toma de muestra de los sedimentos, u otro que sea necesario y pueda preverse oportunamente.

Los aspectos que deben ser tenidos en cuenta en relación a la ubicación de puentes, se resalta los siguientes:

- Forma de las cuencas tributarias,
- Estabilidad fluvial del tramo fluvial comprometido,
- Grado de sinuosidad de los cauces existentes y presencia de lecho abandonados,
- Características topográficas de los terrenos y forma de los cauces,
- Cobertura vegetal existente,
- Características geológicas o singulares, tales como afloramientos rocosos, existencia de gravas, arenas, etc.



- Obras de drenaje existentes aguas arriba y debajo de la obra objeto del estudio y su posible influencia sobre la misma,
- Características de los cauces principales tales como, sus Secciones, alineamiento, los obstáculos, la vegetación existente y la naturaleza de los acarreos,
- Calidad aparente de los materiales sobre los cuales se va colocar las obras de drenaje principales,
- Evidencias de corrosión en estructuras metálicas existentes o desgaste en estructuras de concreto.

A continuación, se presentan los procesos morfológicos asociados al diseño de puentes y que deben ser tomados en cuenta para su diseño y emplazamiento.

- **Evolución de meandros:** El cauce es único pero en forma de curvas. La ondulación en planta se acompaña de una asimetría en las secciones transversales. Ésta geometría del río evoluciona de manera compleja por lo que el puente debe ubicarse en la zona de mayor estabilidad.

- **Cauces trenzados:** Los ríos que presentan cauces trenzados se caracterizan por formar cauces secundarios en el interior del cauce principal. Generalmente, estos cursos presentan pendientes fuertes, gran transporte sólido y lechos de material grueso. Es importante tomar en cuenta la configuración en planta de este tipo de río para el emplazamiento del puente, ya que cambia con el nivel de agua y con el tiempo, donde la sobre deposición de sedimentos genera flujos en dirección de las orillas que son afectadas paulatinamente por erosión, causando la presencia de barras e islotes con cauces ramificados de tendencia a incrementar su ancho.

- **Cauces avulsionados:** Las avulsiones son fenómenos que deben tomarse en cuenta al momento de elegir la ubicación del puente, dado que consisten en el abandono súbito del curso principal por otro



aleatorio, originado por la sedimentación de un tramo de río, esto produce una elevación del lecho, forzando al río a adoptar un curso diferente pero más cómodo.

- **Erosión en curvas:** No se recomienda la ubicación de un puente sobre el desarrollo de curvas exteriores, debido a que las velocidades en las curvas exteriores son significativamente mayores produciendo procesos de erosión que pueden afectar su estabilidad.

- **Efectos de remanso:** No se recomienda la ubicación del puente en un tributario cerca de la confluencia con un río principal, pues los súbitos cambios de elevaciones crean efectos de remanso que pueden conducir a la agradación del lecho en esta zona.

a.3) Muestreo y caracterización del material del lecho

El objetivo del muestreo y caracterización del material del lecho es la determinación del tamaño representativo que englobe todo el espectro de tamaños presentes en él.

El muestreo del material de cauce deberá ser representativo, para determinar su gravedad específica y análisis granulométrico. Las muestras del material del cauce deben ser tomadas al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente, y a $0.5B$ y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río. En cada punto se deben tomar tres muestras: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río, y a una profundidad intermedia, siempre y cuando las condiciones de excavación y la presencia de agua lo permiten.

La elección del tamaño representativo para el cálculo de la socavación en cauces naturales, usualmente se realiza de la siguiente manera:

- Obteniendo el D_{50} de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.
- También se utiliza el diámetro medio de la distribución mediante la siguiente relación.



$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100} \quad (52)$$

Donde:

D_i : Es el tamaño de la partícula en que el i (%) indica el porcentaje en peso de las fracciones de las partículas cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro D_i .

Δp_i : Es el porcentaje en peso del material cuyo tamaño cae dentro del intervalo cuya marca de clase es D_i , para $i = 1 \dots n$ intervalos.

a.4) Avenida de Diseño o Caudal Máximo y Períodos de Retorno

Para realizar el estudio hidráulico de puentes, en primer lugar se debe realizar el estudio hidrológico con el objetivo de obtener la Avenida de Diseño o el caudal máximo en condiciones de crecida.

Para obtener la Avenida de Diseño o el caudal máximo en la sección de interés de un cauce natural (río o quebrada) además de los métodos de análisis regional e hidráulico (sección-pendiente y modelamientos), existen dos formas de más comunes de obtenerlo; la primera consiste en la aplicación de teorías estadísticas a series históricas de caudales máximos (método hidrológico) registrados en el tramo fluvial de interés o cercano a él; la segunda forma, se refiere a los métodos indirectos mediante el uso de relaciones precipitación escorrentía (método hidrometeorológico), a partir de información pluviométrica registrada en el área o cuenca hidrográfica de interés.

El desarrollo de las metodologías mencionadas, se muestra en el Capítulo III del Manual.

La Avenida de Diseño o caudal máximo está asociado a un período de retorno específico y este a su vez depende del riesgo de falla y vida útil de la obra. En el Capítulo III del Manual se presentan valores



del período de retorno determinados en función a los factores señalados. En base a ello, se recomienda lo siguiente:

- Para obtener la avenida de diseño en el tramo fluvial de emplazamiento del puente, se deberá compatibilizar el período de retorno del evento hidrológico, con el riesgo admisible y la vida útil de la obra, este último obviamente, dependerá del tipo de material constitutivo del puente. En caso de que el puente se construya en una ciudad con alta densidad de población, o se ubique medianamente aguas abajo de ésta, sobre un río de amplias llanuras de inundación, el período de retorno debe ser superior a 100 años.
- Para la estimación de la profundidad de socavación, el período de retorno mínimo deberá ser igual al utilizado en el diseño del puente y para un caudal de no más de 500 años de período de retorno que es el caudal para verificar la estabilidad de la cimentación del puente. En ese caso, se considera que se trata de un evento extremo.

a.5) Gálibo o Altura libre.

El gálibo se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado.

El objetivo del gálibo es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobrelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

En nuestro país, la variación de las condiciones geográficas y la actividad humana sobre las cuencas hacen que los cursos naturales además de descargas líquidas también se produzcan transporte de sólidos de fondo (material de acarreo), transportes en suspensión y en flotación como ramas, palizadas y hasta árboles.

Es muy común que en los ríos de nuestro país haya abundante transporte de sólidos debido al carácter torrencioso de los mismos,



con manifestada erosión de los suelos en la partes altas de las cuencas por actividad humana, muchas veces muy alejadas de los principios del uso racional de los recursos naturales.

Por tanto, el diseño de los puentes exige la consideración de un gálibo conveniente para dar paso no sólo al flujo (líquido y sólido) sino también a los materiales flotantes.

En la etapa de diseño de puentes, se recomienda lo siguiente:

- Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros objetos voluminosos, el gálibo mínimo asociado al nivel de aguas máximas deberá ser, 2.5 m.
- En el caso que la corriente sea relativamente limpia, se considerará un gálibo de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- En el caso de ríos navegables, la altura del gálibo se sujetará a lo establecido en el Manual de Diseño Geométrico – DG-2001.

a.6) Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)

Para obtener el coeficiente de Manning, se requiere de la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de los datos recopilados en la etapa de campo.

En el presente ítem, se dan a conocer recomendaciones prácticas para la estimación del coeficiente de rugosidad en cauces naturales y se describen a continuación.

- En la Tabla N° 09, se presentan valores del coeficiente de rugosidad de Manning donde el valor del coeficiente de rugosidad depende de varios factores asociados a la vegetación, geomorfología y características geométricas propias de los cauces naturales.
- Cowan propone un método, según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad, puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (53)$$



n_0 : Rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con

rugosidad homogénea.

n_1 : Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del

perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

n_2 : Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de

dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

n_3 : Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

n_4 Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

m_5 : Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

En la Tabla Nº 12, se aprecian los valores correspondientes a las variables utilizadas por Cowan.

TABLA Nº 12: Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n

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		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000



CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
	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 Meandro	Menor	m ₅	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha.

Cuando los lechos de los cauces naturales están constituidos por material pedregoso, donde el sedimento es representado por un diámetro medio, se recomienda el uso de la ecuación de Strickler para la estimación de n_0 .

$$n_0 = 0.038D^{1/6} \quad (54)$$

D : Diámetro representativo de la rugosidad superficial (m)

El diámetro D es equivalente al diámetro D65, D90 o D95 dependiendo del acorazamiento del lecho. Particularmente, cuando los sedimentos ofrecen una granulometría gruesa y extendida, el diámetro medio de la coraza es cercano al D90 o D95 obtenido de la curva granulométrica original del lecho.

- Dentro de las publicaciones técnicas se tiene la publicación Water Supply Paper 1949 del US Geological Survey que presenta fotografías de diferentes corrientes naturales, indicando para cada caso el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, calibrado con mediciones de terreno. Esta publicación es una buena referencia y guía para estimar los coeficientes de rugosidad en cauces naturales.

Las recomendaciones presentadas en los párrafos anteriores permiten la estimación del coeficiente de rugosidad asumiendo que el cauce natural presenta una rugosidad homogénea, sin embargo, en la naturaleza, los cauces naturales presentan secciones



transversales que no tienen una rugosidad uniforme u homogénea, ofreciendo una rugosidad compuesta.

Cuando la rugosidad global o rugosidad compuesta de la sección varía con el tirante de agua, se debe, a que a distintas profundidades intervienen zonas de la sección con diferentes rugosidades. Este es el caso de los cursos naturales donde el lecho está constituido de un cierto tipo de material y las márgenes por otro tipo, usualmente con presencia de vegetación en las zonas de inundación.

Para evaluar la rugosidad compuesta, se propone el método de Einstein y Banks, quienes demostraron mediante experimentos que los valores de la rugosidad están asociados a distintos sistemas independientes entre sí y que pueden superponerse linealmente. Es decir, que el área de la sección transversal del curso natural es separable y se supone que para cada subsección es válida la ecuación de Manning y que la velocidad media en la sección es uniforme. Entonces el coeficiente de rugosidad global generado por m subsistemas está dado por:

$$n_c = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^m n_i^{3/2} x_i}{x} \right\}^{2/3} \quad (55)$$

n_c : Coeficiente de rugosidad global o compuesta de la sección total.

n_i : Coeficiente de rugosidad asociado a la subsección i .

x_i : Perímetro mojado de la subsección i .

x : Perímetro mojado de la sección total.

$i = 1, 2, \dots, m$ subsecciones.

a.7) Fajas Marginales

(Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos – Ley N° 29338,
Art. 113° y 114°)



Las fajas marginales son bienes de dominio público hidráulico. Están conformadas por las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, naturales o artificiales. Las dimensiones en una o ambos márgenes son fijadas por la Autoridad Administrativa del Agua, y se realiza de acuerdo los siguientes criterios:

- a. La magnitud e importancia de las estructuras hidráulicas de las presas, reservorios, embalses, canales de derivación, puentes, entre otros.
- b. El espacio necesario para la construcción, conservación y protección de las defensas ribereñas y de los cauces.
- c. El espacio necesario para los usos públicos que se requieran.
- d. La máxima crecida o avenida de los ríos, lagos, lagunas y otras fuentes naturales de agua. No se considerarán las máximas crecidas registradas por causas de eventos excepcionales.

a.8) Evaluación de obras existentes e información adicional

La evaluación de obras existentes en el curso natural es muy importante para el diseño definitivo de una nueva estructura, porque permite verificar que la obra proyectada no provoque alteraciones desde el punto de vista de la hidráulica fluvial sobre obras existentes o viceversa, como cambios bruscos de pendiente que produzcan erosión, sedimentación, efectos de remanso, formación de nuevos cauces, etc. Dicha evaluación comprenderá también el comportamiento hidráulico estructural de las obras existentes, información relevante a ser tomada en cuenta para el diseño de la estructura proyectada.

Además de la evaluación de las obras existentes en el cauce, es imprescindible y necesario conocer, las características locales del cauce, como áreas inundables, puntos críticos de desborde, frecuencia de inundación, épocas donde incrementa su caudal, marcas de agua dejadas por avenidas anteriores, puntos críticos donde se presenta erosión y sedimentación, material que acarrea la corriente, entre otras informaciones necesarias para el diseño, lo cual



se puede conseguir a través de consultas a pobladores de mas antigüedad en el lugar del proyecto.

El objetivo principal de los datos recopilados en campo es proporcionar al especialista una visión completa del tramo en estudio, para la ubicación de los puentes o para la protección de riberas.

4.1.1.5.3 PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTE

Los parámetros hidráulicos asociados al diseño de puentes son los siguientes:

a) Perfil de flujo

El perfil de flujo permitirá obtener el nivel alcanzado por el agua para el caudal de diseño. El cálculo del perfil de flujo deberá incluir la presencia del puente proyectado, debido a que cuando el flujo interactúa con la estructura, se produce una sobreelevación del nivel de agua a la entrada del puente y una depresión del nivel de agua en la salida, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. Una vez conocido los niveles de agua, el especialista puede establecer la altura mínima que ofrecerá el puente.

b) Socavación

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de falla que afecta las cimentaciones de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el paso de avenidas.

El proceso de socavación en un puente se analiza como erosión potencial total y es de carácter estimativo, la cual combina la socavación producida en la sección del puente y sus inmediaciones, causada por el estrechamiento del cauce debido a su construcción y la socavación local que se produce en las inmediaciones de los pilares y estribos rodeados por la corriente del río. Sin embargo, cabe



indicar que estos procesos de socavación son inherentes a la presencia del puente sobre el curso natural, porque existen otros procesos de socavación que ocurren de manera independiente a la presencia del puente y son la socavación general y la socavación en curvas que también deberán ser tomados en cuenta al momento de la estimación de la socavación potencial total.

4.1.1.5.4 CÁLCULO HIDRÁULICO

El cálculo hidráulico de un puente significa en primer lugar determinar la capacidad hidráulica de la sección de escurrimiento, es decir si el caudal de diseño pasa adecuadamente a través de él, luego determinar la sobreelevación del nivel de agua provocada por la presencia del puente y estimar el nivel de socavación potencial total en la zona de los apoyos.

a) Cálculo de niveles de agua

Para el estudio de la capacidad hidráulica y el cálculo de la sobreelevación del nivel de agua, se realiza un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, la cual permite calcular niveles de agua cuando la geometría fluvial es irregular.

El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo. El modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E \quad (56)$$

Donde:

$Z_n + P_n$: Nivel del pelo de agua en los extremos del tramo (m)

V_n : Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo (m)

α_1, α_2 : Coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)



E : Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L (m).

En la ecuación anterior, los subíndices 1 y 2 se refieren a dos secciones distintas, la sección 1 ubicada aguas arriba de la sección 2.

En la solución numérica iterativa de la ecuación, la incógnita es el nivel de agua $Z_1 + P_1/\gamma$ en la sección 1 y es dato el nivel de agua en la sección 2, $Z_2 + P_2/\gamma$. Se procede desde aguas abajo hacia aguas arriba cuando el flujo es subcrítico, mientras que se procede en forma inversa cuando el flujo es supercrítico.

El cálculo iterativo se puede realizar mediante dos métodos, el primero es el método del paso directo y el segundo es el método del paso estándar.

Un modelo muy empleado en nuestro medio es el HEC –RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System), actualmente muy utilizado para calcular parámetros hidráulicos para diseño de obras de cruce en cauces naturales desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

A continuación, se presentan las consideraciones para obtener el perfil de flujo.

a.1) Consideraciones

- a) En una sección debe existir un tirante conocido.
 - Si el flujo es subcrítico, se debe conocer la sección aguas abajo.
 - Si el flujo es supercrítico, se debe conocer la sección aguas arriba.
- b) Se considera que el flujo es gradualmente variado y permanente.
- c) En el tramo no existe variación de caudal. Si existe variación de caudal, debe incluirse aguas arriba en cada tramo.
- d) La pendiente de fondo es pequeña (menor a 10°)



b) ESTIMACION DE LA SOCAVACIÓN

b.1) Procesos de socavación asociados al diseño de puentes

En el presente ítem se describirá los procesos de socavación inherentes al diseño de puentes.

En nuestro país la causa hidráulica más frecuente de fallo de puentes es la socavación, que tiene lugar en la zona de sus apoyos, la cual afecta las cimentaciones, ya sea por su insuficiente nivel de desplante o por construcción inadecuada.

La socavación es un proceso que se produce a largo y corto plazo o transitorio, como en el caso de la ocurrencia de avenidas.

Generalmente los fallos ocurren cuando se producen las avenidas, sin embargo, también se presentan con procesos que ocurren a largo plazo.

La estimación de la profundidad de socavación para el diseño de puentes debe tomar en cuenta los siguientes aspectos; la socavación que ocurre independientemente de la presencia del puente como socavación general, socavación en curvas, etc., la socavación que ocurre en la sección del puente debido al estrechamiento del cauce por la presencia del puente (socavación por contracción) y la socavación que ocurre en la zona de sus apoyos (socavación local de pilares y estribos rodeados por la corriente).

La suma de las componentes de la socavación, permite obtener la socavación potencial total, mediante expresiones que consideran socavaciones máximas por el lado de la seguridad.



Se recomienda que el valor estimado para la profundidad de socavación potencial total, sea consecuente con lo observado en la etapa de campo, respecto a los materiales que subyacen en el lecho del cauce y sobre la base de los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de las calicatas, pozos exploratorios y de la información obtenida de sondeos geofísicos. Esto, debido a que la estimación de la profundidad de socavación, se realiza mediante métodos empíricos que conllevan en algunos casos a obtener resultados que no son reales.

La profundidad de socavación parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material presente en el lecho del cauce y a la geometría del puente. Por ello, existe mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre que ecuación representa mejor las condiciones reales del curso natural y del puente.

Existe poca información sobre modelos teóricos para estimar la profundidad de socavación, debido al alto grado de incertidumbre y a la complejidad de las variables involucradas, por ello, se recurre a los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en el análisis dimensional, que como se ha mencionado anteriormente, dan resultados muchas veces muy conservadores y contradictorios. Las ecuaciones disponibles en la actualidad son envolventes a resultados obtenidos a modelos físicos de laboratorio.

El software HEC RAS versión 3.1.1 (2003) además de permitir realizar la hidráulica en la zona del puente también permite realizar la estimación de la profundidad de socavación en el puente, por contracción y la socavación local en pilares y estribos usando las ecuaciones recomendadas en HEC-18, 2001. Sin embargo, se deja establecido que la obtención de la sección hidráulica del puente y la estimación de la socavación en sus apoyos, especialmente en nuestro medio no se debe limitar al uso del HEC RAS y debe aplicarse en forma responsable luego de ser calibrado, donde el juicio y criterio ingenieril prevalecen.



b.2.) SOCAVACIÓN GENERAL

Para fines de estimación con el objetivo de diseño de puentes es usual adoptar un criterio conservador que consiste en calcular la máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada.

La máxima profundización del cauce ocurre cuando se alcanza la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba.

Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente.

A continuación se describen algunos métodos para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce.

b.2.1) Método de Velocidad Crítica y Agua Clara

Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.

La profundidad máxima de socavación general se alcanza cuando la velocidad crítica es igualada por la velocidad media de la sección, donde la velocidad crítica está en función del parámetro de tensión crítica adimensional, de la fórmula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning y las características del material del lecho.



$$V_{cr} = 21 \left(\frac{Rh}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} D} \quad (57)$$

Donde:

V_{cr} : Velocidad crítica en la sección (m/s).

Rh : Radio hidráulico de la sección (m).

D_{50} : Diámetro correspondiente al 50 % en la curva granulométrica (m).

D : Diámetro característico del lecho (m).

γ_s : Peso específico del suelo (T/m³).

γ : Peso específico del agua (T/m³).

Para la obtención del diámetro característico D del suelo erosionado puede emplearse el D_{84} que toma en cuenta el acorazamiento del lecho.

b.2.2) Método de Lischtván - Levediev

El método propuesto por Lischtván-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo

y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura N° 07) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

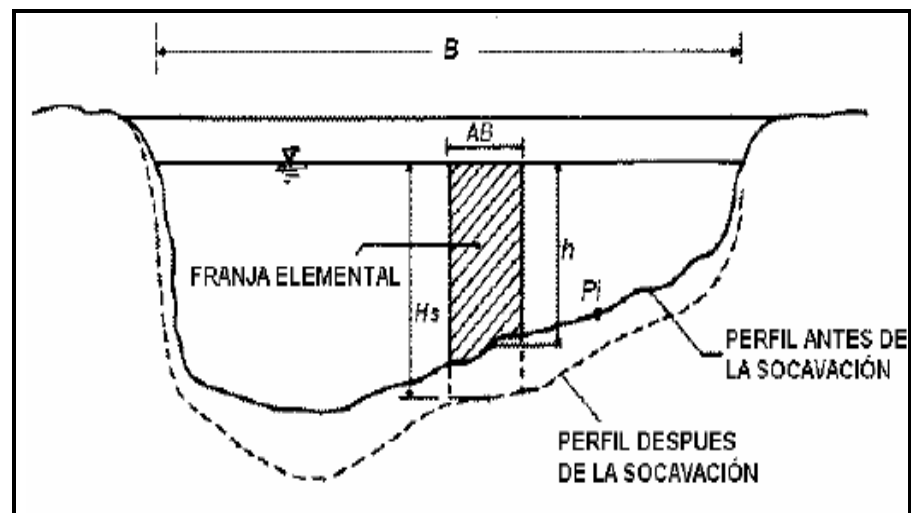


FIGURA N° 07: Sección transversal del cauce

(Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992)).

a) Para suelos granulares

Se tiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z} \quad (58)$$

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente.



El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación.

En la siguiente tabla se muestra el factor de corrección por contracción del cauce μ .

TABLA N° 13 : Factor de corrección por contracción del cauce μ

V (m/s)	Luz libre (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
>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

(FUENTE: Juárez Badillo E. y rico Rodríguez A., 1992)

V : Velocidad media en la sección transversal.

μ : 1.0, si no hay obstáculos.

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varios tramos, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilares consecutivos, o entre el pilar y estribo más próximos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección ϕ que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

$$\phi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3 \text{ (agua clara)}$$



γ_m : Peso específico de la muestra agua sedimento.

$$\varphi = -0.54 + 1.5143\gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1.0 \text{ T/m}^3 \text{ (Lecho móvil)}$$

(Coeficiente de correlación o de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989).)

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua, es la siguiente:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1/z} \quad (59)$$

Donde:

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

β : Coeficiente de frecuencia.

μ : Factor de corrección por contracción del cauce.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

b) Para suelos cohesivos

Considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/x} \quad (60)$$

Donde:

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

γ_s : Peso específico del sedimento del lecho (T/m^3)



- β : Coeficiente de frecuencia.
- μ : Factor de corrección por contracción del cauce.
- φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

b.2.3) Método de Straub

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1 \quad (61)$$

Donde:

$H_s - h_1$: Profundidad de socavación (m)

B_1 : Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m)

B_2 : Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m)

h_1 : Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

b.2.4) Método de Laursen

Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara. Es el método más usado en los Estados Unidos de América, (HEC-18, 1993, 1995).

- Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil

Se usa una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960 (HEC 18, 1993, 1995 y Laursen E. M., 1960). La ecuación asume



que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{k_1} \quad (62)$$

Donde:

$H_s - h_2$: Profundidad media de socavación por contracción (m)

H_s : Profundidad media del flujo en el cauce en la sección . contraída del puente después de la socavación (m)

h_1 : Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente (m)

h_2 : Profundidad media del flujo en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse h_1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hoyo dejado por la socavación es rellenado con sedimentos (m).

Q_1 : Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m³/s).

Q_2 : Caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m³/s)

B_1 : Ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (m)

B_2 : Ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas (m)

k_1 : Exponente en función del modo de transporte de sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

TABLA N° 14: Valores del coeficiente κ_1

V/w	k_1	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

(FUENTE: HEC-18., 1993)

La velocidad de corte se expresa como sigue:

$$V_* = \sqrt{gh_1 S_1} \quad (63)$$

Donde:

V_* : Velocidad de corte en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba (m/s)

w : Velocidad de caída para D_{50} según la Figura N° 08 (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (9.8 m/s^2)

S_1 : Gradiente hidráulico en la sección aguas arriba del puente (m/m)

D_{50} : Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

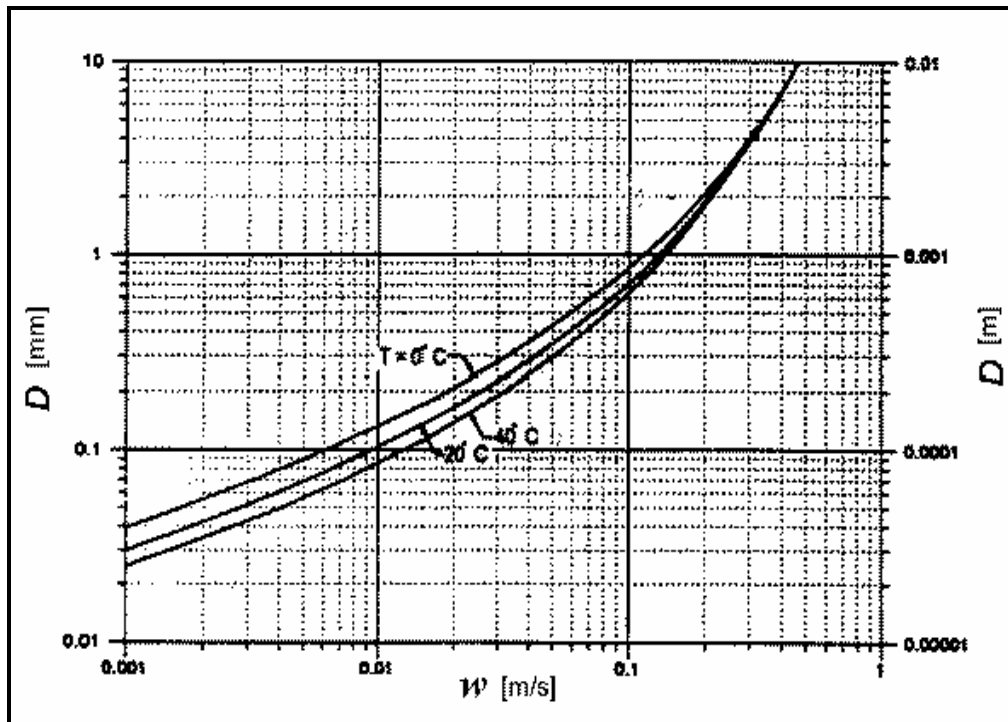


FIGURA N° 08: Velocidad de caída (w) para partículas de arena.
(Fuente: HEC – 18., 1993).

- **Cálculo de la socavación por contracción en agua clara**

Se usa la siguiente ecuación dada por Laursen.

$$H_s = \left(\frac{0.025 Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7} \quad (64)$$

La ecuación anterior es una simplificación de la siguiente ecuación también sugerida por Laursen:

$$H_s = \left(\frac{n^2 Q^2}{K_s (G_s - 1) D_m W^2} \right)^{3/7} \quad (65)$$

Donde:

K_s : Parámetro de Shields igual a 0.039

G_s : Gravedad específica del material del lecho igual a 2.65



n : Coeficiente de rugosidad de Manning igual a $0.041 D_m^{1/6}$

$H_s - h_2$: Profundidad media de socavación por contracción (m)

H_s : Profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m)

h_2 : Profundidad existente en la sección contraída del puente antes de la socavación (m)

Q_2 : Caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos (m^3/s)

D_m : Diámetro medio efectivo del material mas pequeño del lecho o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo. Si no se tienen datos precisos, $D_m = 1.25D_{50}$ en (m)

B_2 : Ancho efectivo del cauce en el puente descontando el ancho de los pilares (m)

b.3) SOCAVACIÓN LOCAL

En este ítem se describirán algunos métodos para la estimación de la profundidad de socavación local que se produce en las zonas de los pilares como en los estribos del puente.

b.3.1) Estimación de la socavación local en pilares

Existen varios métodos para el cálculo de la socavación local alrededor de pilares, pero a la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta. La mayoría de las ecuaciones son aplicables para cauces aluviales y no consideran la posibilidad de que materiales más gruesos y de mayor peso, presentes en el lecho, acoracen el hoyo que se produce por la socavación, lo que limitaría su profundidad. En 1965, Breusers propuso que la profundidad de socavación era de 1.4 veces el ancho del pilar. Recientemente, otros investigadores como B. W. Melville, Sutherland y Chang, han reportado que la socavación local máxima es aproximadamente 2.4



veces el ancho del pilar para el caso de pilares circulares. En los estudios hechos, el número de Froude fue menor que 1.0.

Otras formas de pilares diferentes a la circular pueden disminuir este valor o la presencia de desechos puede incrementarlo. El valor de la relación profundidad de socavación al ancho de la pilar (ds/a) puede llegar a 3.0 para números de Froude altos. En conclusión, se sugiere preliminarmente para pilares con punta circular alineadas con el flujo que la constante sea tomada igual a 2.4 para números de Froude menores que 0.8 y a 3.0 para números de Froude mayores que 3.0.

Dentro de los muchos métodos que existen para estimar la profundidad de socavación local en pilares de puentes, se han seleccionado algunos, con la finalidad de ilustrar la gran variedad existente y cuáles son los parámetros involucrados: Laursen y Toch (1953, 1956); adaptación de Neill (1964) al método de Laursen y Toch; Larras (1963); Neill (1964); Arunachalam (1965, 1967); Carsten (1966); Maza Sánchez (1968); Breusers, Nicollet y Shen (1977); Universidad Estatal de Colorado (CSU); y Melville y Sutherland (1988), Froehlich (1991). Entre otros métodos de cálculo reportados en la bibliografía especializada están: Shen, Jain y Fischer, Inglis-Poona, Chitale y Yaroslavtziev.

Para mas detalles, consultar: Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W. 1977; Higuera, C. H. y Pérez G. (1989); M. E. Guevara, A., 1998.

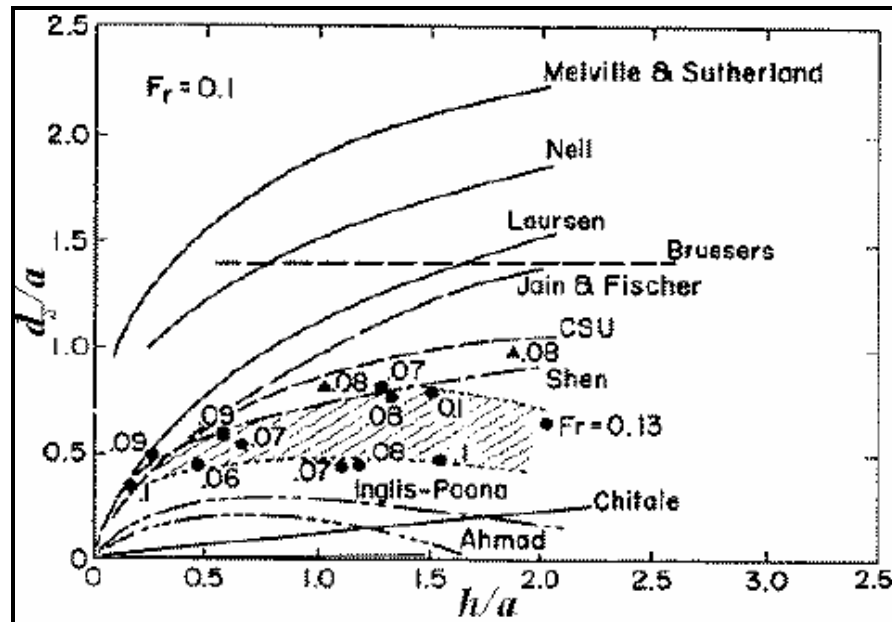


FIGURA N° 09: Comparación de ecuaciones para el cálculo de la socavación local con socavaciones medidas en campo según Jones.

(Fuente: HEC – 18., 1993).

Cabe anotar que el método desarrollado por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) da valores intermedios con relación a otras ecuaciones, tal como se ilustra en la Figura N° 09 que presenta resultados obtenidos aplicando diferentes fórmulas y algunos obtenidos de mediciones de campo, (HEC 18, 1993).

b.3.1.1) Método de Laursen y Toch (1953,1956)

Este método fue desarrollado en el Instituto de Hidráulica de Iowa y fue confirmado con algunas mediciones en el río Skunk realizadas por P. G. Hubbard, del mismo laboratorio en la década del cincuenta. Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos, (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992). El método es aplicable para suelos arenosos, no está claro si se puede aplicar para gravas, pero definitivamente no es válido para el caso de boleos.

Laursen y Toch realizaron sus investigaciones observando la máxima socavación que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Ellos observaron que la máxima profundidad de socavación era independiente de la velocidad del flujo pues la socavación no



progresaba al mantener fijo el tirante y aumentar considerablemente la velocidad de la corriente. Este argumento resulta al suponer que un cambio en la velocidad del flujo y en el tamaño de los sedimentos produce un cambio proporcional en el cortante límite, y en la capacidad de transporte de sedimentos en la zona donde se produce la socavación, considerando constantes la profundidad del flujo y la profundidad de socavación. Su mayor interés era la socavación máxima y no dan ningún criterio para el caso de que no exista arrastre en el fondo.

Los resultados fueron presentados en forma gráfica y se resumen en las siguientes ecuaciones.

- **Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor del pilar**

$$y_s = K_f K_g a \quad (66)$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación local medida a partir del fondo de cauce (m)

K_f : Coeficiente que depende de la forma de la nariz del pilar (Figura N° 10)

K_g : Coeficiente que depende de la relación H_s / a (Figura N° 11)

H_s : Profundidad de agua después de producida la socavación por contracción (m)

a : Ancho del pilar (m)



FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_f DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{P=2}{r \quad l}$ $\frac{P=3}{r \quad l}$ 	0.81
		0.75
LENTICULAR	$\frac{P=2}{r \quad l}$ $\frac{P=3}{r \quad l}$ 	0.81
		0.69
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
BISELADA $l/a = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/a = 4$		0.75

FIGURA Nº 10: Coeficiente K_f . Método de Laursen y Toch.

(Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).

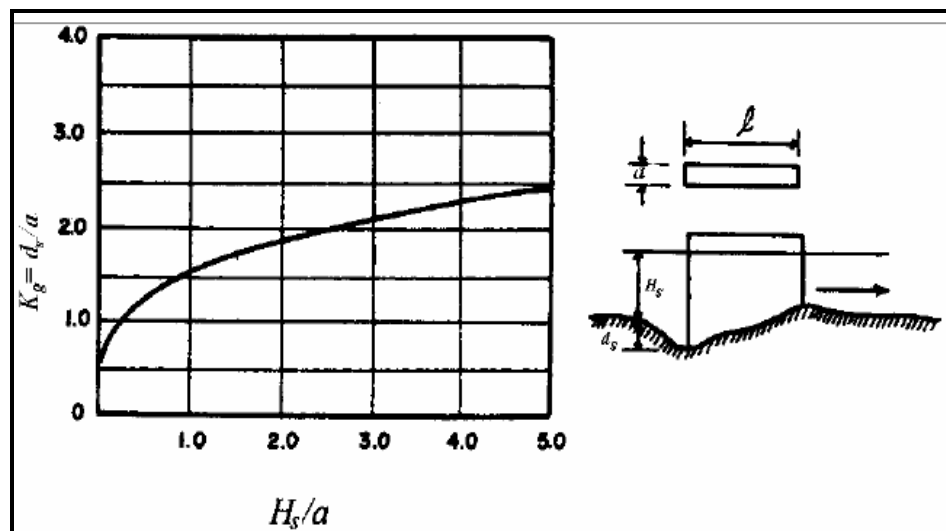


FIGURA Nº 11: Coeficiente K_g . Método de Laursen y Toch.

(Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).



- **Caso de flujo de agua con ángulo de ataque al eje de mayor dimensión del pilar**

$$y_s = K_g K_\phi a \quad (67)$$

Donde:

K_ϕ : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y de la geometría del pilar (Figura N° 12)

En este caso la profundidad de socavación no depende de la forma del pilar

R. Ettema (1990) plantea que las curvas de la Figura N° 12 sugeridas por Laursen y Toch en 1956, presentan una inconsistencia asociada con los ángulos de ataque de 0° y 90°, puesto que considera que el efecto del coeficiente K_ϕ debe ser el mismo si se toma un ángulo de ataque de 90° y el ancho del pilar, o si se considera un ángulo de 0° y el largo del pilar. Lo único claro es que las investigaciones fueron hechas tomando en cuenta el ancho del pilar y así debe usarse el gráfico. También, critica el hecho de que los coeficientes de corrección por forma del pilar y por ángulo de ataque se usen en forma combinada cuando fueron resultado de experiencias independientes.

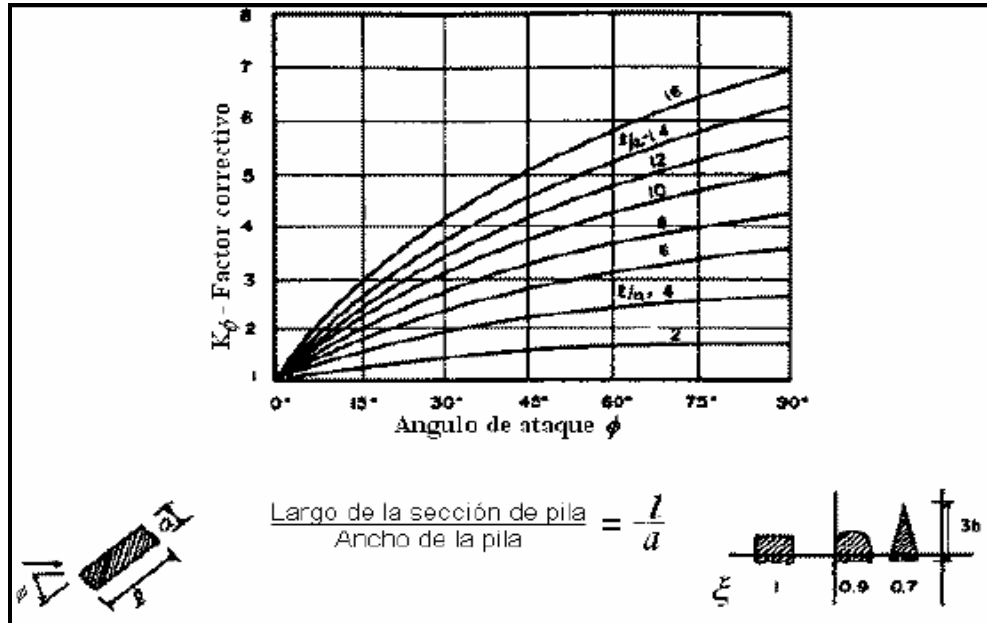


FIGURA Nº 12: Coeficiente K_ϕ . Métodos de Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen, y Melville y Sutherland.

(Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).

b.3.1.2) Método de Neill (1964)

La ecuación resultante del ajuste de datos experimentales obtenidos por Laursen y Toch para socavación en pilares circulares y rectangulares, fue expresada por Neill en la siguiente forma, (Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W., 1977):

$$y_s = 1.5(a')^{0.7} h^{0.3} \quad (68)$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación medida a partir del fondo de cauce (m)

a' : Ancho proyectado del pilar (m)

h : Profundidad del flujo aguas arriba del pilar (m)

Se considera que esta ecuación proporciona la máxima profundidad de socavación que se espera para cualquier velocidad.



Para pilares de nariz redondeada, el coeficiente puede ser 1.2 en vez de 1.5 en la ecuación anterior.

b.3.1.3) Método de Larras (1963)

Larras propone una ecuación teórica – práctica deducida a partir de mediciones llevadas a cabo en varios puentes, después de haberse producido la avenida. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a la velocidad crítica del movimiento de sedimentos.

$$y_s = 1.05Ka^{0.75}$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación medida a partir del fondo de cauce (m)

a : Ancho del pilar (m)

$$K = K_f K_\phi$$

Luego:

$$y_s = 1.05K_f K_\phi a^{0.75} \quad (69)$$

Donde:

K_f : Factor de corrección por forma del pilar (Tabla N° 15)

K_ϕ : Factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente (Tabla N° 16)

En forma aproximada $K = 1.0$ para pilares cilíndricos y $K = 1.4$ para pilares rectangulares.



TABLA Nº 15: Factor de corrección K_f por forma del pilar. Métodos de Larras y Melville y Sutherland

en planta	Largo/ancho de la pila	K_f				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03		1.00		
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

(Fuente: Higuera C. y Pérez G., 1989 y Melville B. W., 1988)



TABLA N° 16: Factor de corrección K_ϕ por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	K_ϕ					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

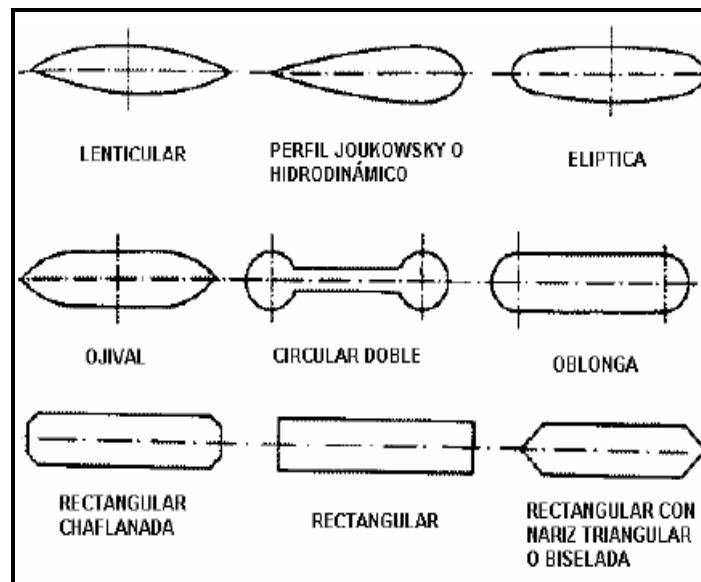


FIGURA N° 13: Formas usuales de pilares. Método de Larras. (Fuente: Higuera C. y Pérez G., 1989).

**b.3.1.4) Método de Arunachalam (1965, 1967)**

Arunachalam realizó una modificación de la ecuación de Englis – Poona (1948) y propuso la siguiente expresión, (Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W., 1977):

$$y_s = 1.334q^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.334q^{2/3}}{a} \right)^{-1/6} - 1 \right] \quad (70)$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación (m)

q : Caudal unitario aguas arriba del puente ($m^3/s\cdot m$)

a : Ancho del pilar (m)

b.3.1.5) Método de Carsten (1966)

Carsten propuso la siguiente expresión para condiciones de socavación en lecho móvil, (Shen H. W., Schneider V. R., 1969):

$$y_s = 0.546a \left(\frac{N_s - 1.25}{N_s - 5.02} \right)^{5/6} \quad (71)$$

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta g D}}$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Donde:

N_s : Número del sedimento

Δ : Peso específico relativo cuyo valor para cuarzos es 1.65

D : Tamaño del sedimento

a : Ancho del pilar (m)



La ecuación puede usarse en cualquier sistema de unidades compatibles y es de las pocas que involucra el efecto del tamaño del sedimento.

b.3.1.6) Método de Maza-Sánchez (1968)

Es un método aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. El método se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio efectuadas en la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en México. Las curvas se obtuvieron experimentando con materiales entre 0.17 mm y 0.56 mm de diámetro. La socavación obtenida a partir de estas curvas para partículas con diámetro medio de 1.3 mm es mayor a la obtenida experimentalmente.

Los parámetros que intervienen en el método son: profundidad de flujo, ancho del pilar, número de Froude y el ángulo de ataque del flujo sobre la estructura. El diámetro de las partículas no se toma en cuenta. A continuación se detalla los pasos a seguir mediante este método.

- Cálculo del cuadrado del número de Froude de la corriente, Fr^2

$$F_r^2 = \frac{V^2}{gH_s} \quad (72)$$

Donde:

H_s : Profundidad del agua hacia aguas arriba del pilar antes de la socavación local

V : Velocidad media de la corriente frente al pilar

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \quad (73)$$

- Evaluación del factor de corrección f_c que considera el ángulo de ataque de la corriente

TABLA N° 17: Factor de corrección f_c . Método de Maza-Sánchez

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1.0	1.25	1.40	1.45

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y $Fr^2 < 0.06$, $f_c = 1.0$.

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y $Fr^2 \geq 0.06$, se trabaja con la siguiente expresión:

$$F_r^2 = f_c \frac{V^2}{gH_s} \quad (74)$$

- Cálculo de la relación H_s/a'

a' : Ancho del pilar proyectado sobre un plano normal a la dirección de la corriente

- Selección de la curva a usar dependiendo de la forma del pilar, (Figura N° 14, Figura N° 15 o Figura N° 16)
- Cálculo de la profundidad de socavación

Con el número de Froude corregido según sea el caso, se ingresa en las abscisas de la gráfica respectiva hasta interpolar la curva de H_s/a' y se lee en las ordenadas el valor de H_T/a' del cual se despeja el valor de y_s .

$$y_s = H_T - H_s \quad (75)$$

Donde:

H_T : Profundidad de la sección socavada desde el nivel de la superficie del flujo

y_s : Profundidad de socavación medida desde el fondo de cauce.

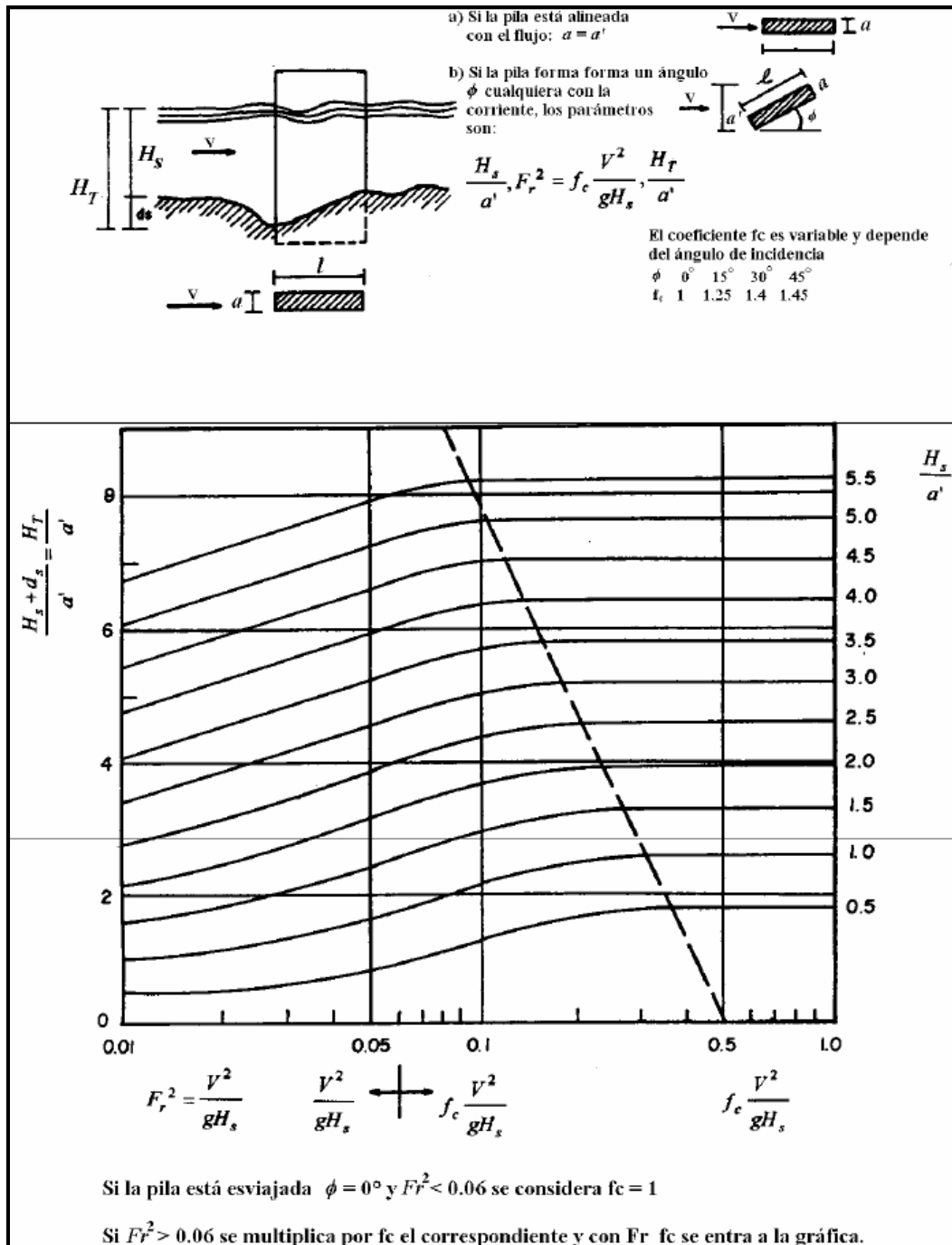


FIGURA N° 14: Cálculo de la socavación local en un pilar rectangular.
(Fuente: Maza Alvarez, J. A., 1987).

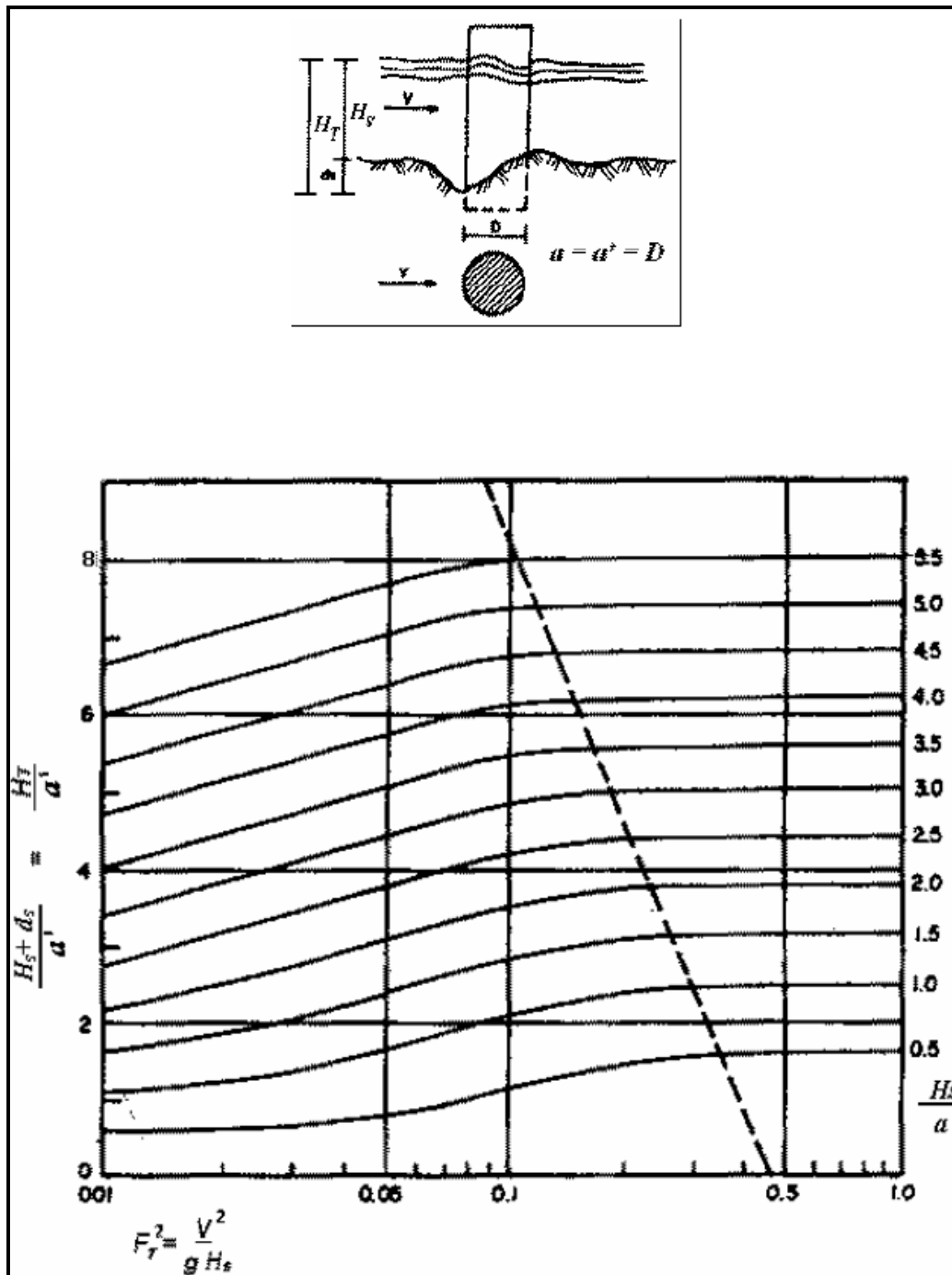


FIGURA N° 15: Cálculo de la socavación local para un pilar circular.
(Fuente: Maza Alvarez, J. A., 1987).

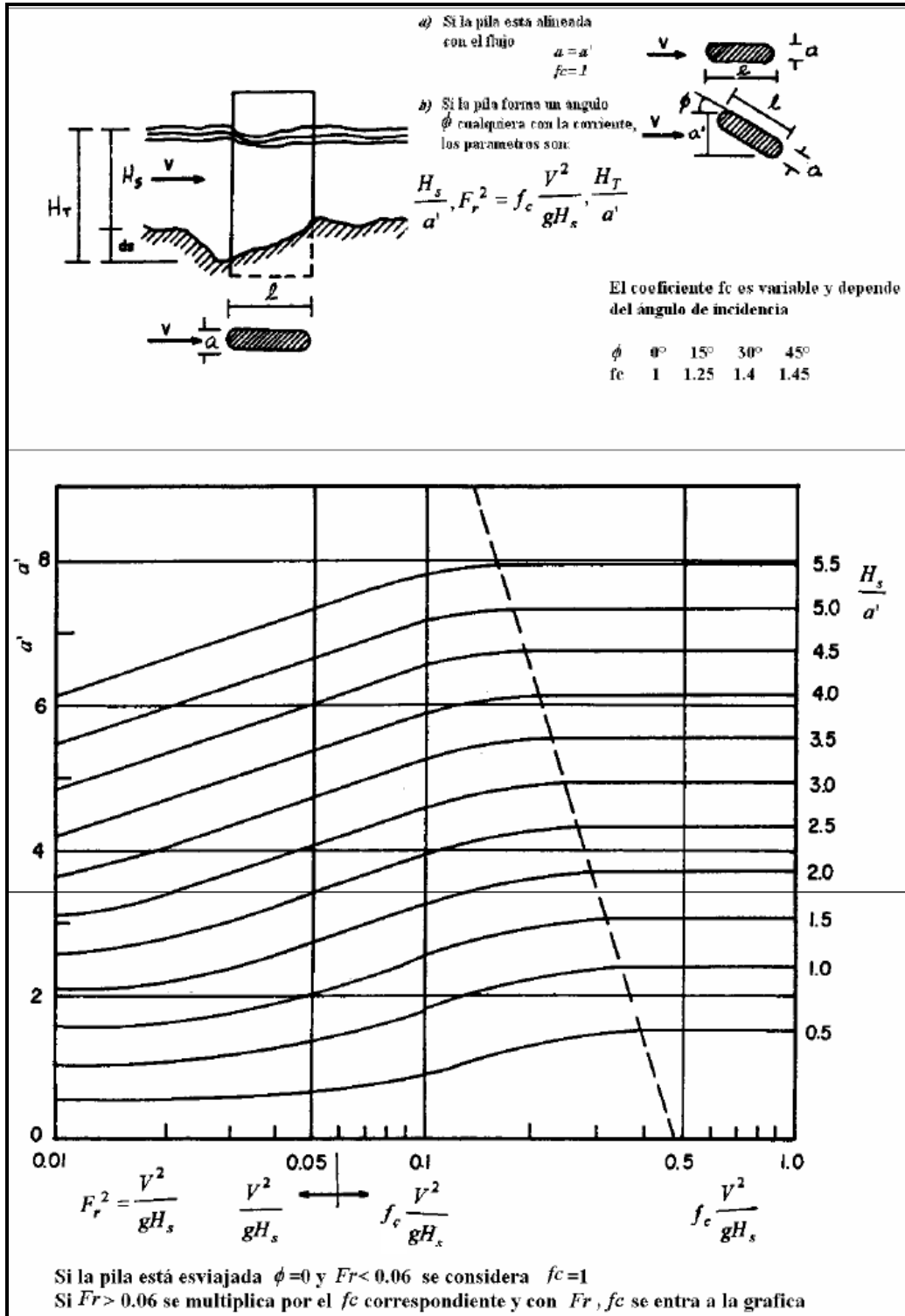


FIGURA N° 16: Cálculo de la socavación local para un pilar de sección elongada.

(Fuente: Maza Alvarez, J. A., 1987).

**b.3.1.7) Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977)**

H. N. C. Breusers, en 1965, propone una sencilla ecuación basada en estudios con varillas de sondeo en corrientes, en la que la profundidad de socavación depende únicamente del ancho del pilar.

$$y_s = 1.4a \quad (76)$$

Donde:

y_s : Profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho (m)

a : Diámetro del pilar circular (m)

En la década de los setenta Breusers, Nicollet y Shen propusieron lo siguiente, (H. N. C. Breusers, 1984)

$$y_s = af_1\left(\frac{V}{V_c}\right) \cdot f_2\left(\frac{h}{a}\right) \cdot f_3(forma) \cdot f_4\left(\phi \frac{l}{a}\right) \quad (77)$$

Donde:

y_s : Profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho

a : Ancho del pilar

V : Velocidad media del flujo

V_c : Velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo

h : Profundidad del agua

ϕ : Ángulo de ataque

l : Longitud del pilar

f_1, f_2, f_3 y f_4 son coeficientes en función de:

$$- f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 0, \text{ para } \frac{V}{V_c} \leq 0.5$$



$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 2\left(\frac{V}{V_c} - 0.5\right), \text{ para } 0.5 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1.0$$

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 1.0, \text{ para } \frac{V}{V_c} \geq 1.0$$

La condición más común es esta última, cuando $\frac{V}{V_c} \geq 1.0$.

- $f_2\left(\frac{h}{a}\right) = 2.0 \tanh\left(\frac{h}{a}\right)$, para valores altos de h/a , f_2 tiende a 2.0.

- f_3 (*forma*): 1.00 para pilares circulares o de nariz circular, 0.75 para pilares de forma hidrodinámica y 1.30 para pilares rectangulares.

- $f_4\left(\phi \frac{l}{a}\right)$, se obtiene de la Figura N° 12.

b.3.1.8) Método de Melville y Sutherland (1988)

El método fue desarrollado en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) y está basado en curvas envolventes a datos experimentales obtenidos en su mayoría de ensayos de laboratorio. Según R. Ettema (1990), el método propuesto por B. W. Melville para profundidades de socavación de equilibrio en pilares, resulta mejor que otros métodos recomendados en algunas guías para diseño de los Estados Unidos de América, ya que toma en cuenta la influencia de parámetros como caudal, sedimentos del lecho y condiciones del pilar, en la obtención de la socavación.

Sin embargo, R. Ettema, también argumenta que por tratar de considerar los efectos más significativos sin un reconocimiento adecuado de las incertidumbres sobre las condiciones bajo las cuales la socavación se presenta, el método puede llegar a ser en algunos casos muy conservador. Estima también, que el método adolece de problemas relacionados con el uso conjunto de los factores de corrección por ángulo de ataque y por la forma del pilar y



por la manera como se considera el efecto de la velocidad del flujo y del tamaño de los sedimentos. R. Ettema se inclina por usar la expresión simplificada $y_s = 2.4a$.

La estimación de la profundidad de socavación según el método propuesto por B. W. Melville (1988), está basada en la máxima que es posible obtener en un pilar de forma cilíndrica, la cual es 2.4 veces su ancho. De acuerdo con el método, esta profundidad máxima se reduce afectándola por ciertos factores que consideran condiciones de agua clara, posibilidad de acorazamiento, profundidades pequeñas del agua, tamaño del sedimento, forma y alineamiento del pilar.

$$y_s = aK_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\phi \quad (78)$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación local

a : Ancho del pilar

K_i : Factor de corrección por intensidad del flujo

K_h : Factor de corrección por profundidad del flujo

K_D : Factor de corrección por tamaño del sedimento

K_σ : Factor de corrección por gradación del sedimento

K_f : Factor de corrección por forma del pilar

K_ϕ : Factor de corrección ángulo de ataque del flujo

Donde:

$$K_D = 1.0, \text{ si } a/D_{50} > 25$$

$$K_D = 0.57 \log(2.24 a/D_{50}), \text{ si } a/D_{50} < 25$$

$$K_h = 1.0, \text{ si } h/a > 2.6$$

$$K_h = 0.78 (h/a)^{0.255}, \text{ si } h/a < 2.6$$



$K_\phi = K_f = 1.0$ para pilares con formas cilíndricas

$K_\sigma = 1.0$, según recomendación del autor del método hasta que no se tengan mejores investigaciones.

El método se presenta en la Figura N° 17 y requiere de los siguientes parámetros:

V : Velocidad de flujo

h : Profundidad de flujo

σ_g : Desviación estándar de los sedimentos (Ecuación 96)

D : Diámetro de la partícula de sedimento

V_c : Velocidad crítica

V_a : Velocidad de acorazamiento

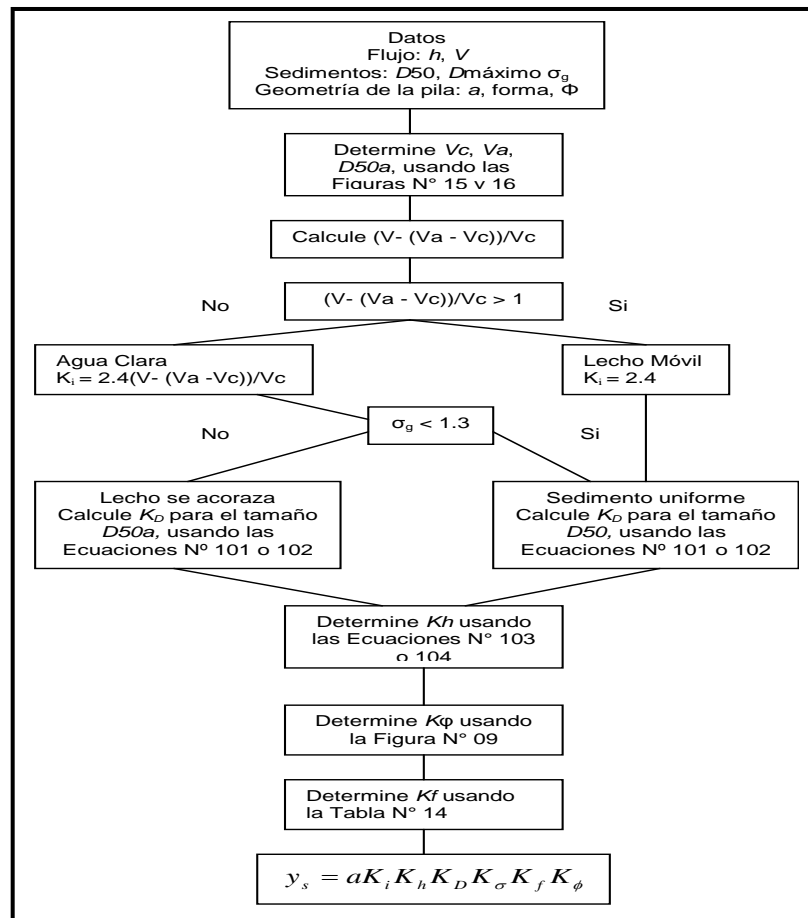


FIGURA N° 17: Diagrama de flujo para determinar la profundidad de socavación local.

(Fuente: Melville, B. W., 1988).



A continuación en la Figura N° 18, se muestra un diagrama de flujo que permite establecer la velocidad de acorazamiento, tal como lo propone B. W. Melville en su método para calcular la socavación local en pilares.

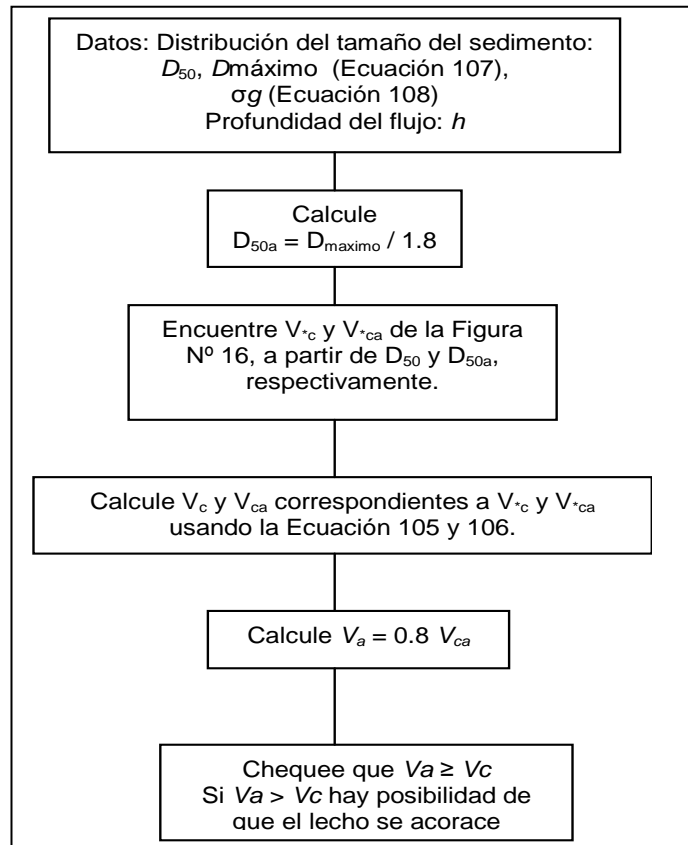


FIGURA N° 18: Diagrama de flujo para determinar la velocidad límite de acorazamiento V_a . (Fuente: Melville, B. W., 1988).

Además:

$$V_c = 5.75V_{*c} \log\left(5.53 \frac{h}{D_{50}}\right) \quad (79)$$

$$V_* = \sqrt{gRS}$$

Donde:

D_{50} : Diámetro 50 del material del lecho.

D_{50a} : Diámetro 50 del lecho acorazado

$D_{máximo}$: Tamaño representativo máximo del sedimento.



$$D_{\text{máximo}} = \sigma_g^m D_{50}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

m es un exponente que es función del $D_{\text{máximo}}$ escogido de la Tabla N° 18

TABLA N° 18: Valor de $D_{\text{máximo}}$

Valor de $D_{\text{máximo}}$ asumido	m
D_{90}	1.28
D_{95}	1.65
D_{98}	2.06
D_{99}	2.34

Fuente: Melville, B. W., 1988.

V_{*c} : Velocidad cortante crítica correspondiente a D_{50}

V_{*ca} : Velocidad cortante crítica de acorazamiento a D_{50a}

V_c : Velocidad crítica correspondiente a V_{*c}

V_{ca} : Velocidad crítica de acorazamiento correspondiente a V_{*ca}

V_a : Velocidad crítica de acorazamiento

La V_a calculada debe ser mayor que V_c para que haya la posibilidad de acorazamiento. En caso de que $V_a < V_c$, la solución simple está en asumir que $V_a = V_c$ y que el material del lecho se comporta como si fuera uniforme y que por lo tanto no se acoraza.

b.3.1.9) Método de Froehlich (1991)

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).

$$y_s = 0.32K_f (a')^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a \quad (80)$$



Donde:

y_s : Profundidad de socavación local (m)

K_f : Factor de corrección por forma del pilar. Tabla N° 19.

a' : Ancho proyectado del pilar con relación al ángulo de ataque del flujo (m)

a : Ancho del pilar adicionado como un factor de seguridad (m)

h : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar (m)

F_r : Numero de Froude en la sección aguas arriba del pilar

D_{50} : Diámetro de la partícula del lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

Para pilares con nariz de forma circular alineadas con el flujo, se tiene:

$$y_s \leq 2.4a, \text{ para } F_r \leq 0.8$$

$$y_s \leq 3.0a, \text{ para } F_r > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad "a" al final de la ecuación. El programa HEC-RAS siempre adiciona este factor de corrección.

TABLA N° 19: Factor de corrección K_f

Forma de la pila	K_f
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

b.3.1.10) Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

Existe una ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilares tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que



afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998).

$$\frac{y_s}{h} = 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{h}{a}\right)^{0.65} F_r^{0.43} \quad (81)$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación local (m).

h : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar (m).

K_f : También denominado K_1 es el factor que toma en cuenta la forma del pilar. Tabla N° 20.

K_ϕ : También denominado K_2 es el factor que toma en cuenta el ángulo de ataque del flujo. Tabla N° 21 o ecuación (99).

K_c : También denominado K_3 es el factor que toma en cuenta la forma del lecho. Tabla N° 22, usualmente igual a 1.10.

K_a : También denominado K_4 es el factor que toma el acorazamiento del sedimento del lecho (Ecuación (100) y Tabla N° 23). Este factor fue introducido posteriormente en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995.

a : Ancho del pilar (m)

l : Longitud del pilar (m)

F_r : Número de Froude en la sección aguas arriba del pilar igual

$$a \quad V / \sqrt{gh} .$$

V : Velocidad media del flujo directamente aguas arriba del pilar

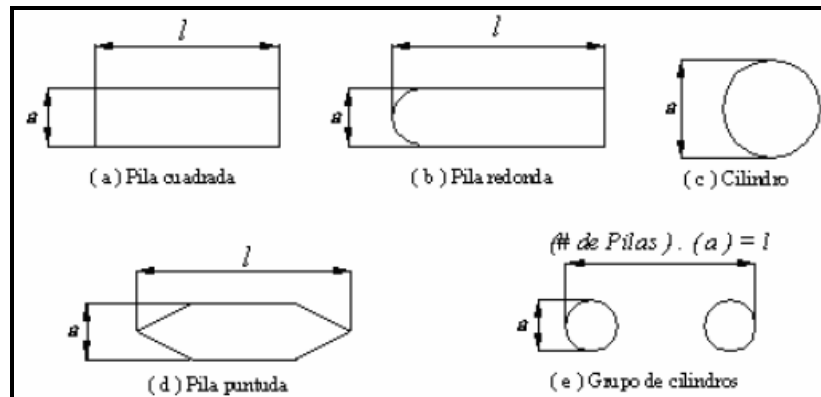


FIGURA N° 19: Formas típicas de pilares de puentes.

(Fuente: HEC-18, 1993).

TABLA N° 20: Factor de corrección por la forma del pilar K_f . Método de CSU

Forma de la pila	K_f
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

(Fuente: HEC-18, 1993).

El factor de corrección K_f se determina usando la tabla anterior cuando el ángulo de ataque es menor que 5° . En otro caso, K_ϕ domina para ángulos mayores por lo que K_f debe ser tomado igual a 1.0. K_f debe usarse solamente cuando las condiciones del flujo influyen sobre toda la longitud de la pila pues el factor de corrección podría ser menor en otros casos.

TABLA N° 21: Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K_ϕ . Método de CSU

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

(Fuente: HEC-18, 1993).



Si l/a es mayor que 12, se usan los valores correspondiente a $l/a = 12$ como máximos.

$$K_{\phi} = \left(\cos \phi + \frac{l}{a} \text{sen} \phi \right)^{0.65} \quad (82)$$

TABLA Nº 22: Factor de corrección por la forma del lecho K_c . Método de CSU

Condición del lecho	Altura de la duna H [pies]	K_c
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

(Fuente: HEC-18, 1993).

Se recomienda usar un valor de K_c igual a 1.1 considerando que el lecho tiende a ser plano durante crecientes.

El factor de corrección K_a disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hoyo de socavación para materiales del lecho con D_{50} mayor o igual a 2 mm o D_{95} mayor o igual a 20 mm ($D_{50} \geq 0.002$ m o $D_{95} \geq 0.02$ m).

TABLA Nº 23: Criterios para adoptar K_a .

$D_{50} < 2$ mm o $D_{95} < 20$ mm	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2$ mm y $D_{95} \geq 20$ mm	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

(Fuente: HEC-18, 2001).

$$K_a = 0.4(V_R)^{0.15} \quad (83)$$

$$V_R = \left[\frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}} \right] > 0 \quad (84)$$

$$V_{icDx} = 0.645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cDx} \quad (85)$$



Donde:

V_R : Relación de velocidad

V_1 : Velocidad de aproximación inmediatamente aguas arriba del pilar (m/s)

V_{icDx} : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño D_x de las partículas de sedimento (m/s)

V_{icD95} : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño D_{95} de las partículas de sedimento (m/s)

V_{icD50} : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño D_{50} de las partículas de sedimento (m/s)

V_{cDx} : Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D_x del material del lecho (m/s)

V_{cD50} : Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D_{50} del material del lecho (m/s)

a : Ancho del pilar (m)

Además:

$$V_{cDx} = 6.19h^{1/6}D_x^{1/3} \quad (86)$$

D_x : Tamaño de la partícula de tal manera que el x por ciento del material del lecho es más fino. (m)

h : Profundidad del agua aguas arriba del pilar sin incluir la socavación local. (m)

Se debe tener en cuenta que el valor mínimo de K_a es 0.4.

b.3.2) Estimación de la socavación local en estribos

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en estribos, entre ellos podemos mencionar: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los



resultados de las ecuaciones es mayor que para el caso de la socavación local en pilares.

Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico. Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Las ecuaciones para el cálculo de la socavación local en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan como resultado valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo cual raramente ocurre en la realidad.

El especialista debe determinar la ecuación que mejor se ajusta a las condiciones de un puente en particular.

La socavación local en los estribos depende entre otros de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las márgenes, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

La socavación local en estribos puede ser en agua clara o en lecho móvil (vivo), dependiendo en muchos casos si el estribo se ubica en las márgenes o si está dentro del cauce principal.

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el terraplén de la carretera y el flujo en el cauce principal. El caudal que retorna al cauce principal no es una función simple de la longitud de la estructura y es precisamente la longitud del estribo que se opone al paso del agua, el parámetro más importante que interviene en el cálculo de la profundidad de la socavación local. Socavación más severa ocurre cuando la mayor



parte del flujo de las márgenes es obstruido y obligado a pasar abruptamente por la sección del puente. Menos socavación ocurre si el flujo obstruido en las márgenes regresa gradualmente al cauce principal en el puente.

Un método simple para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver que tanto cada estribo obstruye el paso del agua. Esto resulta válido para puentes por construir, pero no es así cuando el puente ya está construido y el cauce natural está afectado por los terraplenes de acceso. En este caso, se recurre a comparar una sección de aguas arriba con la sección del puente, las que pueden ser diferentes en el ancho del cauce principal y estar afectadas por los terraplenes de aproximación, por lo que en vez de superponerlas mecánicamente, es mejor analizar el comportamiento real del flujo y determinar a criterio la dimensión real de obstrucción. Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal. Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios en el color del suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el cauce principal del cauce de inundaciones.

La Figura N° 20 ilustra algunos de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y de los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

L_1 : Longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo (izquierdo o derecho)

L_2 : Longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intersección del agua con la margen.

L : Longitud del estribo que se opone al paso del agua.

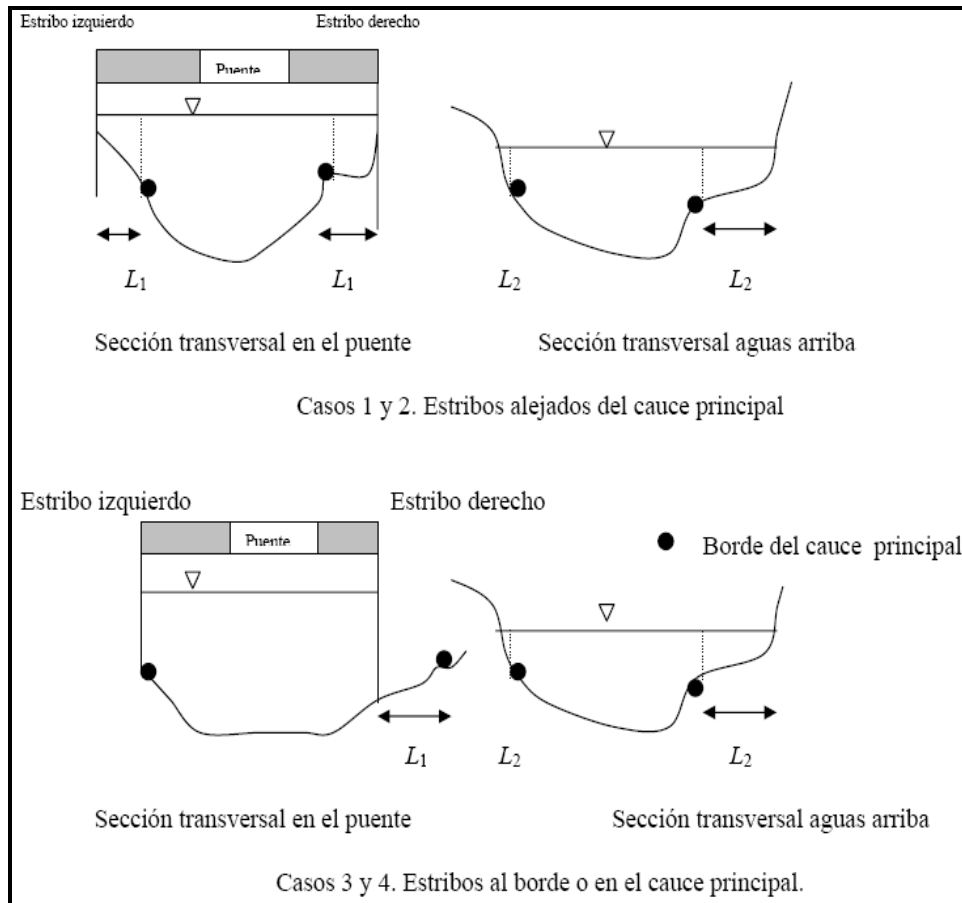


FIGURA Nº 20: Algunos casos de obstrucción de estribos

Las longitudes se consideran positivas cuando se miden desde el borde del cauce principal hacia el exterior y negativas si se miden hacia el interior del cauce.

- **Caso 1:** Estribo izquierdo, $L_1 > L_2$

$L = L_2 - L_1$, es negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua, se asume $L = 0$

- **Caso 2:** Estribo derecho, $L_2 > L_1$

$$L = L_2 - L_1$$

- **Caso 3:** Estribo izquierdo, $L_1 = 0$

$$L = L_2 - L_1 = L_2$$



- **Caso 4:** Estribo derecho, L_1 negativo

$$L = L_2 - (-L_1)$$

$$L = L_2 + L_1$$

b.3.2.1) Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones que se ilustran en la Figura N° 21.

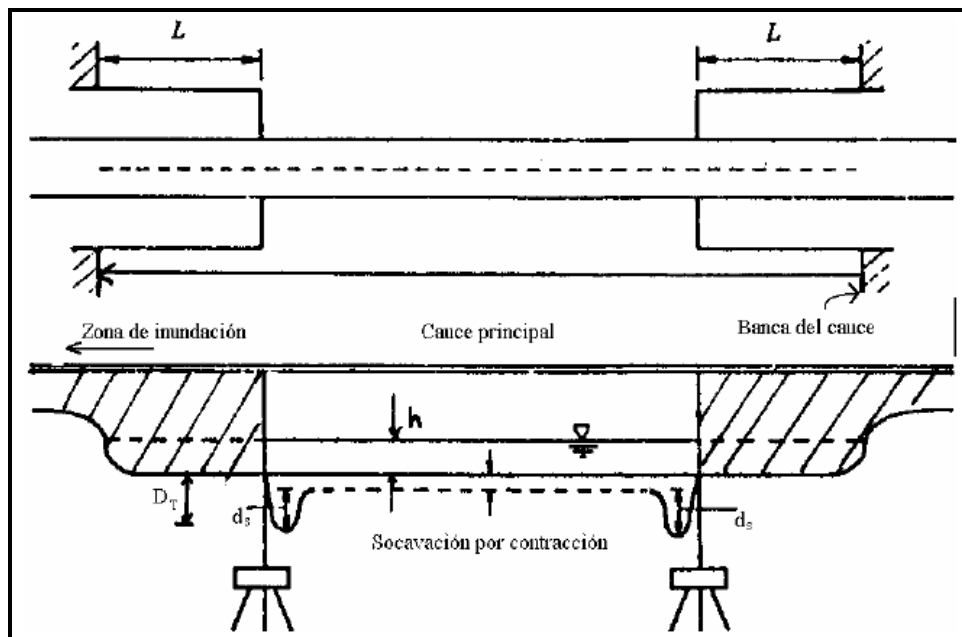


FIGURA N° 21: Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación.

(Fuente: HEC-18, 1993).

Consideraciones:

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal
- No existe flujo sobre las llanura de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$)
- Flujo subcrítico



- Lecho del cauce arenoso
- Las ecuaciones debe ser ajustadas por un factor de corrección K_θ para considerar el ángulo de ataque del flujo (Ecuación 123).
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

$$\frac{y_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} F_r^{0.33} \quad (87)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hoyo de la socavación (m)

h : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m)

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m)

F_r : Número de Froude en la sección de aguas arriba

V : Velocidad media del flujo aguas arriba

K_f : Coeficiente de corrección por forma del estribo. Es igual a 1.10 para estribos con pared inclinada hacia el cauce y 2.15 para estribos con pared vertical.



b.3.2.2) Método de Artamonov

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (ver Figura N° 22).
- Talud que tienen los lados del estribo (mH:1.0V)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

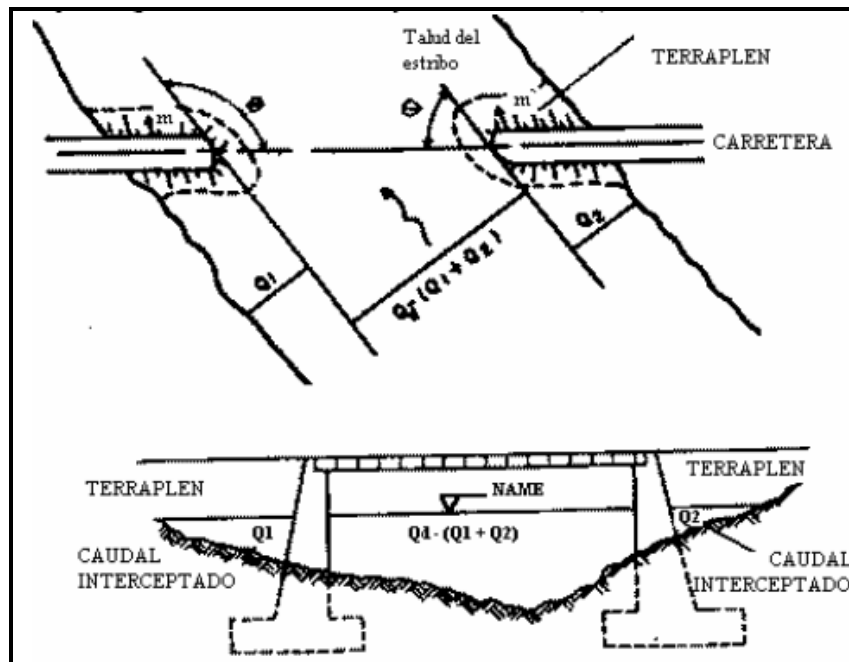


FIGURA N° 22: Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov
(Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad (88)$$

Donde:

H_T : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (Ver Tabla N° 24).



K_Q : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal. (Ver Tabla N° 25)

K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla N° 26).

h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

TABLA N° 24: Coeficiente de corrección K_θ .

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

(Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

TABLA N° 25: Coeficiente de corrección K_Q .

Q_1/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

(Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

TABLA N° 26: Coeficiente de corrección K_m .

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

$mH:1V$

(Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado respecto al flujo ($\theta = 90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h \quad (89)$$

b.3.2.3) Método de Laursen

Laursen propuso dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en



lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18, 1993):

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- No existe flujo sobre las llanuras de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$).
- Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen los efectos de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de y_s/h igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen se resuelven por tanteos.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección K_θ para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, (Ecuación 111).

a.1) Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad (90)$$

a.2) Socavación en agua clara

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left[\frac{\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right] \right] \quad (91)$$



Donde:

- h : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal.
- L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.
- τ : Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.
- τ_c : Esfuerzo cortante crítico para D_{50} del material del lecho aguas arriba.

Las dos ecuaciones anteriores son aplicables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección K_f para tener en cuenta el efecto de otras formas.

- K_f : 0.9 para estribos con aleros inclinados 45° , 0.8 para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

b.3.2.4) Método de Froehlich

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

a) Socavación en agua clara y en lecho móvil

La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es muy utilizada en los Estados Unidos de América.

$$\frac{y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1 \quad (92)$$



Donde:

y_s : Profundidad de socavación (m)

h_e : Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

K_f : Coeficiente que depende de la forma del estribo. Tabla N° 27, Figura N° 23.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo . Ecuación (111), Figura N° 24.

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m).

F_{re} : Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

TABLA N° 27: Coeficiente por forma del estribo K_f . Método de Froehlich

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

(Fuente: HEC-18., 1993).

$$K_\theta = (\theta/90)^{0.13} \quad (93)$$

Donde:

θ : Ángulo de inclinación del estribo. (Figura N° 19)

($\theta < 90^\circ$) , si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

($\theta > 90^\circ$) , si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

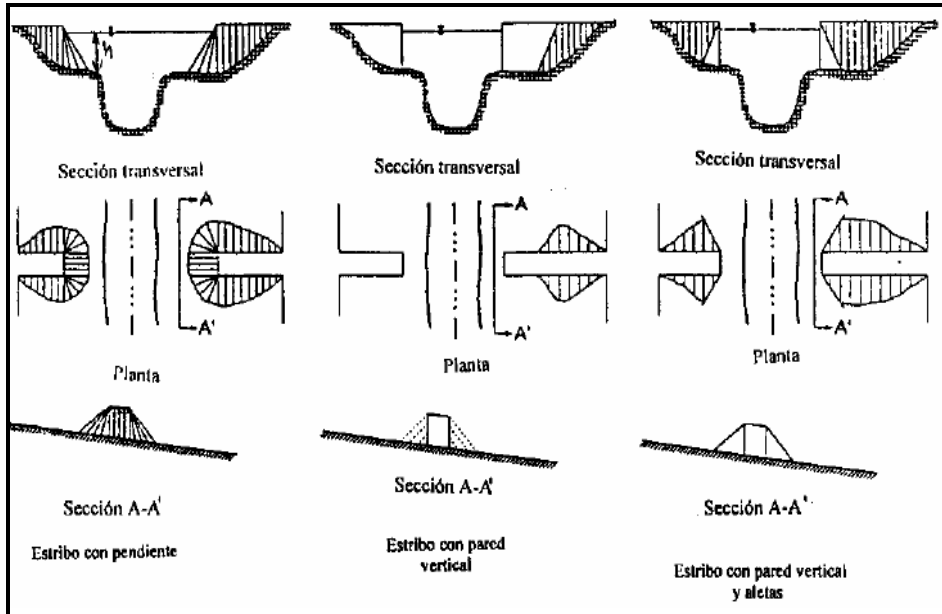


FIGURA N° 23: Formas comunes de estribos. Método de Froehlich.
(Fuente: HEC-18., 1993).

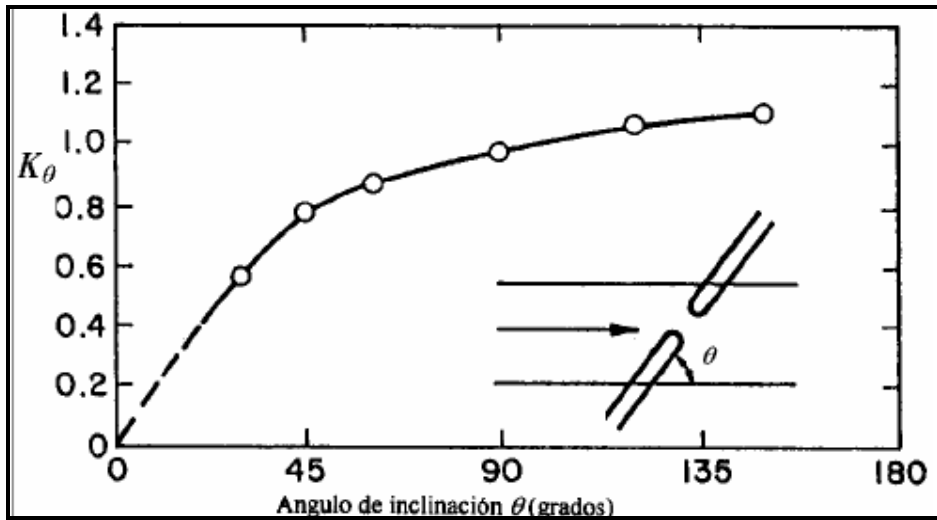


FIGURA N° 24: Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich
(Fuente: HEC-18., 1993).

$$h_e = A_e / L$$

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}}$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \quad (94)$$



Donde:

V_e : Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s)

Q_e : Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente (m³/s)

A_e : Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (m²)

b) Socavación en agua clara

Froehlich también propone una ecuación únicamente para condiciones de socavación en agua clara pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo, por lo que HEC-18 (1993) no recomienda su uso. Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un $D_{50} \geq 7.6$ cm y que la desviación estándar geométrica del sedimento σ_g sea mayor a 1.5. Se presenta el método a efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{y_s}{h_e} = 0.78K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.63} F_{re}^{1.16} \left(\frac{h_e}{D_{50}}\right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1 \quad (95)$$

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0.5}$$

Donde:

σ_g : Desviación estándar geométrica del material.

Nota: El número 1 al final de las dos ecuaciones propuestas por Froehlich es un factor de seguridad que hace que las ecuaciones predigan profundidades de socavación mayores que aquellas medidas por experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en el diseño.



b.3.2.5) Método de Melville

B. W. Melville propuso un método basándose en el análisis dimensional y desarrollo de relaciones entre parámetros dimensionales usando líneas de mejor ajuste de datos provenientes de ensayos de laboratorio realizados en la Universidad de Auckland en Nueva Zelanda, (Melville B. W., 1992).

El método no ha sido verificado en campo y no considera al igual que en otros casos efectos debidos a la no rectangularidad del cauce, irregularidades en el lecho, flujo sobre las planicies de inundación durante las crecientes, ni distribución no uniforme del flujo lateral. Esto hace que el método de valores de profundidades de socavación muy grandes especialmente cuando los estribos son muy largos. Además, no considera los efectos del tamaño ni de la gradación del sedimento, por lo que puede resultar muy conservador para tamaños grandes y sedimentos bien graduados. Tampoco considera el caso de estribos en suelos cohesivos.

B. W. Melville considera los casos de estribos cortos y largos y propone las siguientes ecuaciones de tipo general:

- Estribos Cortos

Cuando la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del flujo es menor que la profundidad del flujo ($L < h$).

Se ha demostrado en laboratorio que para estribos cortos el modelo de flujo que causa la socavación no cambia con relación a la profundidad del flujo y que por lo tanto la profundidad de socavación es función principalmente de la longitud del estribo.

$$\frac{y_s}{L} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g \quad (96)$$

- Estribos Largos

Cuando la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del flujo es mayor a 25 veces la profundidad del flujo. ($L > 25h$).



La información obtenida en laboratorio confirma que para estribos largos la profundidad de socavación local depende de la profundidad de flujo.

$$\frac{y_s}{h} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g \quad (97)$$

Donde:

- y_s : Profundidad de socavación (m)
- L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del flujo (m)
- h : Profundidad del flujo al pie del estribo (m)
- K_i : Factor de corrección por intensidad del flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento.
- K_h : Factor de corrección por profundidad del flujo.
- K_L : Factor de corrección por longitud del estribo.
- K_D : Factor de corrección por tamaño del sedimento.
- K_σ : Factor de corrección por gradación del sedimento.
- K_f : Factor de corrección por forma del estribo.
- K_θ : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.
- K_g : Factor de corrección por la geometría del cauce de aproximación.

La Tabla N° 28 incluye los factores de corrección por forma del estribo en la cual el estribo de pared vertical se ha tomado como referencia. La Figura N° 25 presenta los valores del coeficiente K_θ para diferentes ángulos de ataque del flujo.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

TABLA N° 28: Valores del factor de corrección K_f

Forma del estribo	K_f
Estribo de pared vertical angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular.	0.75
Estribo con aletas a 45°	0.75
Estribo de pared inclinada (H:V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45

(Fuente: Melville, W. B., 1992).

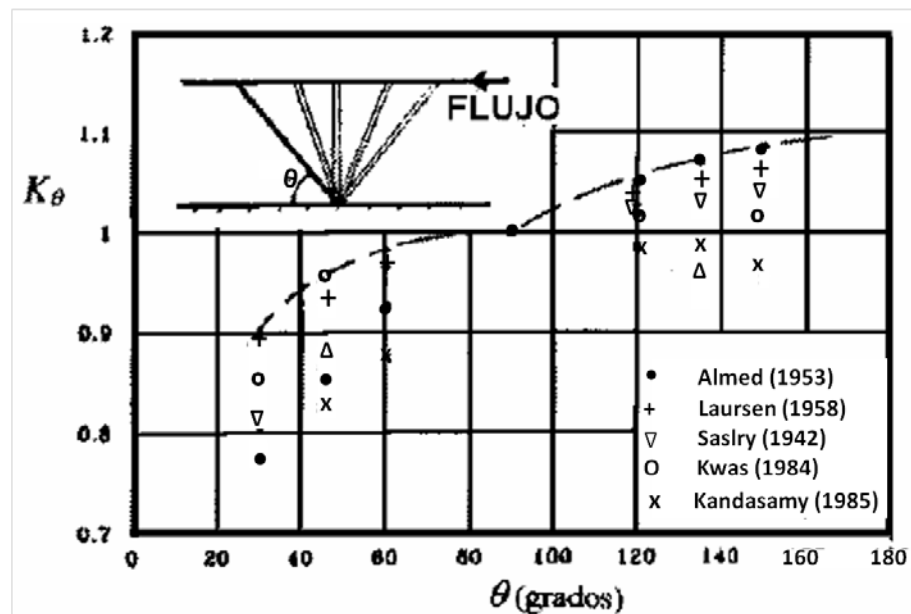


FIGURA N° 25: Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo K_θ .

(Fuente: Melville, W. B., 1992).

$K_L = 10$, para estribos largos.

$K_h = 2$, para estribos cortos.

$K_i = 1$, considerando que las mayores profundidades de socavación ocurren bajo condiciones de lecho móvil.



Los datos encontrados por W. B. Melville para tener en cuenta la influencia del tamaño y la gradación del sedimento son inconsistentes por lo que sugiere que para propósitos prácticos K_D y K_σ sean tomados igual a 1.0. Esto significa que las profundidades de socavación obtenidas se aplican para sedimentos uniformes.

Existe algo de información sobre la influencia de la geometría del cauce de aproximación sobre la profundidad de socavación pero más investigación se requiere para poderlo cuantificar debidamente. Por lo tanto, B. W. Melville (1992), sugiere que en principio K_g se considere igual a 1.0, lo que implica que la profundidad de socavación en un cauce único sería igual a la profundidad de socavación en un estribo localizado en un cauce compuesto. Este valor es muy conservador especialmente para el caso de estribos largos.

Conclusiones al Método de Melville

Finalmente, considerando todas las limitaciones en la cuantificación de ciertos factores existentes hasta la fecha de realización de las investigaciones, B. W. Melville, propone las siguientes ecuaciones de diseño que corresponden a envolventes de los datos de laboratorio. Por las razones anteriores, los resultados de su aplicación son bastante conservadores.

- Estribos cortos ($L < h$)

$$y_s = 2K_f L \quad (98)$$

$$y_s máx = 2L \quad (99)$$

Las anteriores ecuaciones consideran que el ángulo de ataque del flujo pierde importancia para el caso de estribos cortos.

**- Estribos de longitud intermedia ($h \leq L \leq 25h$)**

En este caso, la forma y la longitud del estribo, el ángulo de ataque y la profundidad de flujo, tienen importancia sobre la profundidad de socavación, tal como reflejan las siguientes ecuaciones:

$$y_s = 2K_f^* K_\theta^* (hL)^{0.5} \quad (100)$$

$$K_f^* = K_f, \text{ para } L \leq 10h$$

$$K_f^* = K_f + (1 - K_f) \left(0.1 \left(\frac{L}{h} \right) - 1.5 \right), \text{ para } 10h < L < 25h$$

$$K_f^* = 1.0, \text{ para } L \geq 25h$$

$$K_\theta^* = K_\theta, \text{ para } L \geq 3h$$

$$K_\theta^* = K_\theta + (1 - K_\theta) \left(1.5 - 0.5 \left(\frac{L}{h} \right) \right), \text{ para } 1h < L < 3h$$

$$K_\theta^* = 1.0, \text{ para } L \leq h$$

- Estribos largos ($L > 25h$)

$$y_s = 10K_\theta h \quad (101)$$

$$y_s \text{ máx} = 10h \quad (102)$$

Las ecuaciones anteriores consideran que la forma del estribo pierde importancia cuando el estribo es largo.

b.3.2.6) Método HIRE

HEC-18 (1993), incluye otra ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación que se produce en la punta de los espigones o espolones construidos en el río Mississippi. La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra en el cauce principal.



$$y_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33} \quad (103)$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación (m)

h : Profundidad media del flujo al pie del estribo en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente (m)

F_r : Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo.

K_f : Factor de corrección por forma del estribo. Tabla N° 27.

K_θ : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.

(Ecuación 123).

b.4) RESUMEN DE METODOLOGÍAS Y FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

Finalmente en la Tabla N° 29 se presenta un resumen de las metodologías usualmente utilizadas en nuestro medio para la estimación de la socavación general, socavación por contracción y socavación local en estribos y pilares.



TABLA Nº 29: Fórmulas para el cálculo de la socavación general, por contracción y Local en estribos y pilares

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
Velocidad Crítica y Agua Clara	$V_{cr} = 21 \left(\frac{Rh}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} D}$ <p>Vcr: Velocidad crítica en la sección, m/s. Rh: Radio hidráulico en la sección, m. D50: Diámetro correspondiente al 50%, m. D: Diámetro característico del lecho, m.</p>	Socavación general	Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.
Lischvan Lebediev	<p>a) Para suelos granulares:</p> $H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z}$ <p>b) Para suelos cohesivos:</p> $H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/1+x}$ <p>Hs-h: Profundidad de socavación, m. h: Tirante de agua, m. Dm: Diámetro característico del lecho, m. B, μ, φ: Factores.</p>	Socavación general incluyendo contracción por efecto del puente.	Método propuesto por Lischvan – Lebediev, se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente y la velocidad media erosiva.
Straub	$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$ <p>Hs-h1: Profundidad de socavación, m. B1: Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción, m. B2: Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción, m. h1: Tirante de flujo, m.</p>	Socavación por efecto de sección contraída	Desarrollada para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el lecho debido a una reducción en su sección transversal.
Laursen (1995)	<p>a) Socavación por contracción en lecho móvil:</p> $\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{k_1}$ <p>Hs-h2: Profundidad media de socavación por contracción, m. Hs: Profundidad media del flujo, m. h1: Profundidad media de flujo en el cauce principal, aguas arriba del puente, m. h2: Profundidad media de flujo en la sección contraída, m. Q1: Caudal aguas arriba, m3/s. Q2: Caudal en la sección contraída, m3/s. B1: Ancho del cauce aguas arriba, m. B2: Ancho del cauce en la sección contraída, restando ancho de pilares, m. K1: Exponente en función del modo de transporte de sedimentos</p> <p>b) Socavación por contracción en agua clara:</p> $H_s = \left(\frac{0.025 Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7}$ <p>Dm: Diámetro medio efectivo del material del lecho, m.</p>	Socavación general incluyendo contracción por efecto del puente.	Considera los casos de socavación por efecto de contracción en lecho móvil o en agua clara. Es el método mas usado en los EUA(HEC-18, 1993, 1995)



<p>Laursen y Toch (1953, 1956)</p>	<p>a) Flujo paralelo al eje mayor del pilar:</p> $y_s = K_f K_g a$ <p>ys: Profundidad de socavación local, m. Kf: Coeficiente función de forma del pilar. Kg: Coeficiente función de Hs/a. a: Ancho del pilar, m.</p> <p>b) Flujo esviado respecto al eje mayor del pilar:</p> $y_s = K_g K_\phi a$ <p>Kφ: Coeficiente función del ángulo de ataque del flujo .</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Método desarrollado en el Instituto de Hidráulica de Iowa, se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos.</p>
<p>Neill (1964)</p>	$y_s = 1.5(a')^{0.7} h^{0.3}$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. a': Ancho proyectado del pilar, m. h: Tirante de flujo aguas arriba del pilar, m.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación resultante del ajuste de datos experimentales obtenidos por Laursen y Toch para socavación en pilares circulares y rectangulares.</p>
<p>Larras (1963)</p>	$y_s = 1.05Ka^{0.75}$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. K: Coeficiente función de Kf y Kg. a: Ancho del pilar, m.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación para estimar máxima profundidad de socavación en condiciones próximas a la velocidad crítica de movimiento de sedimentos.</p>
<p>Arunachalam (1965)</p>	$y_s = 1.334q^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.334q^{2/3}}{a} \right)^{-1/6} - 1 \right]$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. q: Caudal unitario aguas arriba del puente, m³/s-m. a: Ancho del pilar, m.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación modificada de la propuesta por Englis – Poona (1948).</p>
<p>Carsten (1966)</p>	$y_s = 0.546a \left(\frac{N_s - 1.25}{N_s - 5.02} \right)^{5/6}$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. Ns: Número del sedimento. a: Ancho del pilar, m.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación para condiciones de socavación en lecho móvil.</p>
<p>Maza – Sánchez (1968)</p>	$y_s = H_T - H_S$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. HT: Profundidad de la sección socavada desde el nivel de la superficie del flujo, m. Hs: Profundidad de agua hacia aguas arriba del pilar antes de la socavación local, m</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. El método se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio efectuadas en la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en México.</p>
<p>Breusers, Nicollet y Shen (1984)</p>	$y_s = af_1 \left(\frac{V}{V_c} \right) f_2 \left(\frac{h}{a} \right) f_3(forma) f_4 \left(\phi \frac{l}{a} \right)$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. a: Ancho del pilar, m. V: Velocidad media del flujo, m/s. Vc: Velocidad crítica de inicio de movimiento de partículas de fondo, m/s. h: Tirante de agua, m. Ø: Ángulo de ataque del flujo.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación basada en estudios experimentales con varillas de sondeos en corrientes.</p>



<p>Melville y Sutherland (1988)</p>	$y_s = aK_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\phi$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. a: Ancho del pilar, m. Ki : Factor de corrección por intensidad de flujo. Kh: Factor de corrección por profundidad de flujo. KD : Factor de corrección por tamaño de sedimento. Kσ: Factor de corrección por gradación de sedimento. Kf: Factor de corrección por forma del pilar. KΦ: Factor de corrección por ángulo de atauq del flujo.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>El método fue desarrollado en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) y está basado en curvas envolventes a datos experimentales obtenidos en su mayoría de ensayos de laboratorio.</p>
<p>Froehlich (1991)</p>	$y_s = 0.32K_f (a')^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. Kf: Factor de corrección por forma del pilar. a': Ancho proyectado del pilar, m. a: Ancho del pilar, m. h: Profundidad de flujo aguas arriba del pilar, m. Fr: Número de Froude, aguas arriba del pilar. D50: Diámetro de la partícula del lecho, m.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).</p>
<p>CSU</p>	$\frac{y_s}{h} = 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{h}{a}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. h: Profundidad de flujo aguas arriba del pilar, m. Kf: Factor de corrección por forma del pilar. KΦ: Factor de corrección por ángulo de atauq del flujo. Kc: Factor de corrección por forma del lecho. Ka: Factor de corrección por acorazamiento del lecho. a: Ancho del pilar, m. Fr: Número de Froude, aguas arriba del pilar.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilares tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998).</p>
<p>Liu, Chang y Skinner</p>	$\frac{y_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} F_r^{0.33}$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. h: Profundidad de flujo en el cauce principal, m. L: Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, m. Fr: Número de Froude, aguas arriba. Kf: Coeficiente de corrección por forma de estribo.</p>	<p>Socavación local en estribos</p>	<p>El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961. Toma en cuenta socavación en lecho móvil. Estribos se proyectan dentro del cauce principal. No existe flujo en la llanura de inundación. Flujo subcrítico. Lecho del cauce arenoso</p>



<p>Artamonov</p>	$H_T = K_\theta K_Q K_m h$ <p>H_T : Profundidad de agua al pie del estribo. K_θ : Coeficiente función del ángulo que hace la corriente con el eje longitudinal del puente. K_Q : Coeficiente función de la relación de gasto. K_m : Coeficiente función del talud que los lados del estribo. h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo.</p>	<p>Socavación local en estribos</p>	<p>Ecuación que permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones.</p>
<p>Laursen</p>	<p>a) Socavación en lecho móvil:</p> $\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$ <p>b) Socavación en agua clara:</p> $\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right) \right]$ <p>y_s: Profundidad de socavación, m. h: Profundidad de flujo aguas arriba en el cauce principal L: Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua. ζ: Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo. ζ_c: Esfuerzo cortante crítico.</p>	<p>Socavación local en estribos</p>	<p>Ecuación que se basa en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causado por el estribo, para socavación en lecho móvil y en agua clara. Entre las consideraciones se tiene: - Estribos que se proyectan dentro del cauce principal. - Estribos con pared vertical. - No existe flujo sobre llanuras de inundación.</p>
<p>Froehlich</p>	<p>a) Socavación en agua clara y en lecho móvil:</p> $\frac{y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1$ <p>y_s: Profundidad de socavación, m. h_e: Profundidad media de flujo en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente, m. K_f: Coeficiente de corrección por forma de estribo. K_θ: Coeficiente función del ángulo de ataque. L: Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, m. F_{re}: Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.</p>	<p>Socavación local en estribos</p>	<p>Ecuación basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para socavación en lecho móvil y en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo en las llanuras de inundación.</p>
<p>Hire (1993)</p>	$y_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33}$ <p>y_s: Profundidad de socavación, m. h: Profundidad de flujo aguas arriba en el cauce principal, m. F_r: Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo. K_f: Coeficiente de corrección por forma de estribo. K_θ: Coeficiente función del ángulo de ataque.</p>	<p>Socavación local en estribos</p>	<p>Ecuación desarrollada a partir de los datos obtenidos de otra ecuación del US ARMY de los EUA para la socavación que se produce en la punta de los espigones construidos en el río Mississippi.</p>



4.1.1.5.5 OBRAS DE PROTECCIÓN

a) ENROCADOS

Para el diseño del enrocado existen varios métodos, en esta sección se presentarán algunos métodos para el cálculo del tamaño de la piedra de protección.

1) Método de Maynard

Maynard propone las siguientes relaciones para determinar el diámetro medio de las rocas a usarse en la protección.

$$d_{50} = C_1 (yF^3) \quad (104)$$

$$F = C_2 \left(\frac{V}{\sqrt{gy}} \right)$$

Donde:

d_{50} : Diámetro medio de las rocas

y : Profundidad de flujo

V : Velocidad media del flujo.

F : Número de Froude

C_1 y C_2 : Coeficientes de corrección.

Los valores recomendados de C_1 y C_2 se muestran a continuación:

$$C_1 \begin{cases} 0.28 & \text{Fondo plano} \\ 0.28 & \text{Talud } 1V : 3H \\ 0.32 & \text{Talud } 1V : 2H \end{cases}$$

$$C_2 \begin{cases} 1.5 & \text{Tramos en curva} \\ 1.25 & \text{Tramos rectos} \\ 2.0 & \text{Extremos de espigones} \end{cases}$$



2) Método del U. S. Department of Transportation

Este método propone las siguientes relaciones para el cálculo del diámetro medio de las rocas.

$$d_{50}^I = \frac{0.001V^3}{y^{0.5} K_1^{1.5}}, \text{ en sistema inglés} \quad (105)$$

$$K_1 = \left[1 - \left(\frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right) \right]^{0.5}$$

$$C = C_{sg} C_{sf}$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}}$$

$$C_{sf} = \left(\frac{FS}{1.2} \right)^{1.5}$$

$$d_{50} = C d_{50}^I$$

Donde:

d_{50} : Diámetro medio de las rocas

V : Velocidad media del flujo.

y : Profundidad de flujo

K_1 : Factor de corrección

θ : Ángulo de inclinación del talud

ϕ : Ángulo de reposo del material del enrocado.

C : Factor de corrección

γ_s : Peso específico del material del enrocado

FS : Factor de seguridad

En la Tabla N° 30 se muestra los valores del factor de seguridad FS.



TABLA N° 30: Selección del factor de seguridad

CONDICIÓN	RANGO DEL FS
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos (radio de la curva/ancho del cauce > 30). Mínima influencia de impacto de sedimentos y material flotante.	1.0 – 1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada (10 < radio de la curva/ancho del cauce < 30). Moderada de impacto de sedimentos y material flotante.	1.3 – 1.6
Flujo rápidamente variado, curvas cerradas (radio de la curva/ancho del cauce < 10), flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta en estribos de puentes. Efecto significativo de impacto de sedimentos y material flotante.	1.6 – 2.0

3) Método del Factor de Seguridad

El método de factor de seguridad se deriva sobre la base de los conceptos de momentos alrededor de un punto de apoyo de una roca que se apoya en otra.

3.1) Enrocado para el talud

Para el cálculo del tamaño del fragmento de roca según el método del factor de seguridad se tiene las siguientes ecuaciones:

$$V_d = (\alpha V_1^2 + 2g\Delta h)^{0.5} \quad (106)$$

Donde:

V_d : Velocidad del flujo en las inmediaciones del estribo

α : Coeficiente de velocidad

V_1 : Velocidad aguas arriba del puente

g : Aceleración de la gravedad

Δh : Diferencia entre el nivel de agua, aguas arriba y aguas abajo del estribo.



Luego de obtener la velocidad V_d , se procede a obtener la velocidad de referencia V_r y el ángulo de las líneas de corriente λ a partir del cociente de la pérdida del nivel de agua con respecto a la longitud del estribo en base a los gráficos de Lewis (Richardson, 1990).

Con la velocidad de referencia V_r y el ángulo λ , se procede a obtener los parámetros dados en las siguientes relaciones:

$$\eta_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (107)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\lambda)}{\frac{2\text{sen}\theta}{\eta_0 \tan \phi} + \text{sen}(\lambda)} \right\} \quad (108)$$

$$\eta_1 = \eta_0 \left(\frac{1 + \text{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right) \quad (109)$$

Donde:

V_r : Velocidad de referencia

S_s : Gravedad específica de la partícula se asume igual a 2.65

d_{50} : Diámetro medio de las rocas

θ : Ángulo de inclinación del talud

ϕ : Ángulo de reposo del material del enrocado.

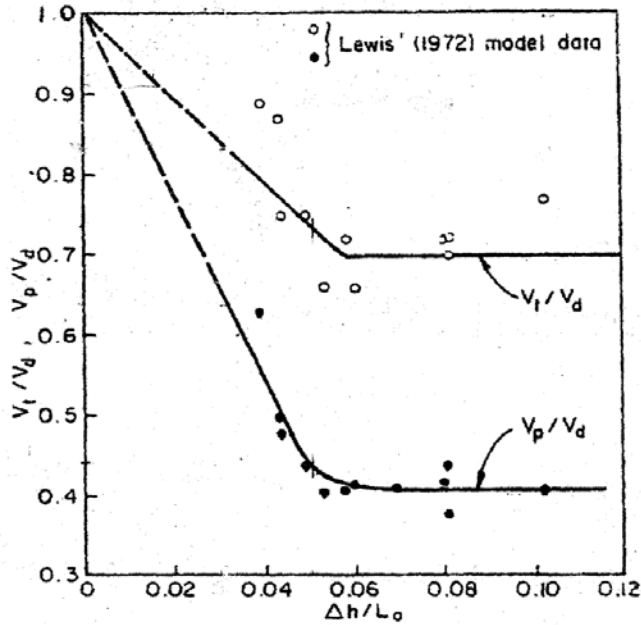


Fig. 5.2.8 Relation between relative velocities and the drop ratio.

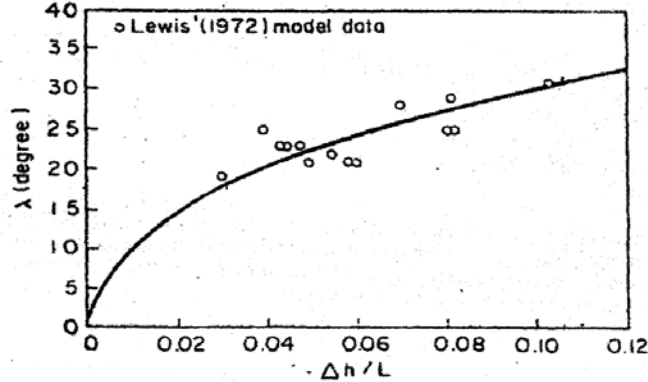


Fig. 5.2.9 Relations between λ and the drop ratio midway around the upstream spill-slope.

FIGURA Nº 26: Gráficos de Lewis.

(Fuente: Separatas proporcionadas por el Dr. Kuroiwa, Z. J., 1996).

Luego de obtener los parámetros anteriores, se procede a calcular de manera iterativa el factor de seguridad hasta alcanzar el valor de diseño de enrocados que es aproximadamente 1.5, mediante la siguiente ecuación:

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\eta_1 \tan \phi + \text{sen} \theta \cos \beta} \quad (110)$$



3.2) Enrocado para pie de talud

En el pie de talud, el ángulo λ es aproximadamente igual a cero, debido a que el lecho del río fuerza a las líneas de corriente a discurrir en forma paralela al mismo.

Haciendo $\lambda = 0$, las relaciones anteriores se simplifican:

$$\eta_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (111)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\eta_0 \tan \phi}{2 \text{sen} \theta} \right\} \quad (112)$$

$$\eta_1 = \eta_0 \left(\frac{1 + \text{sen} \beta}{2} \right) \quad (113)$$

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\eta_1 \tan \phi + \text{sen} \theta \cos \beta} \quad (114)$$

3.3) Diseño del filtro

En esta sección se tratará acerca del filtro de material granular, el cual se coloca como un “cama de apoyo” entre el material base y el enrocado, es una grava que previene el flujo a través de los intersticios del enrocado.

La función del filtro es no permitir la migración de finos del material subyacente (material base) ni pasar a través de la capa superior (enrocado), para asegurar esto, se deben cumplir las siguientes relaciones:

$$\frac{d_{15}(\text{Filtro})}{d_{85}(\text{Base})} < 5 < \frac{d_{15}(\text{Filtro})}{d_{15}(\text{Base})} < 40$$

Además:

$$\frac{d_{50}(\text{Filtro})}{d_{50}(\text{Base})} < 40$$

Asimismo, existen filtros constituidos por geotextil cuyas especificaciones se presentan en las Especificaciones Generales



para Construcción de Carreteras (EG 2000) aprobados por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

En los Anexos: Lámina N° 07, se aprecia una sección típica de enrocado para protección de estribos de puentes y márgenes de río.

b) GAVIONES

Los gaviones son cajas de alambre galvanizado armadas insitu y se rellenan con piedras, usualmente obtenidas del lecho del río. Con la superposición de estos elementos se logra la conformación de muros tipo gravedad de características permeables y flexibles. Dentro de las ventajas de este tipo de elemento de protección, se menciona que resulta una buena solución en lugares donde no existe o resulta muy costoso la explotación, traslado y colocación de fragmentos de roca para los enrocados. Asimismo, se indica que requieren de filtros para evitar pérdida de sustrato y hundimiento.

El estudio hidráulico y características geomorfológicas del río en estudio, incidirá en la decisión para seleccionar este tipo de elemento de protección, teniendo presente que una de las principales desventajas que presentan los gaviones, es su vulnerabilidad a golpes, corrosión, oxidación, abrasión, etc, y a los ataques del factor humano que sustraen los alambres, lo cual se da en ocasiones en zonas cercanas a centros poblados.

Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de gaviones, desde el punto de vista hidráulico, se tienen las siguientes consideraciones:

- El tamaño de las piedras debe ser suficientemente grandes y homogéneas para que no produzcan pérdidas de material a través de las mallas de los gaviones, recomendándose en lo posible, piedras de tamaño nominal 1.5 veces el tamaño mínimo de la abertura de la malla.
- Las piedras deben seleccionarse, tamizarse y limpiarse antes de rellenar las cajas de gaviones.



- La altura del muro de gaviones debe ser mayor que el nivel de avenida esperado.
- La sección transversal del muro de gaviones debe ser estable.
- El muro de gaviones debe contar con un colchón antisocavante que se extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia mínima de 1.5 veces la profundidad de socavación esperada.

b.1) Protección de pilares

La solución más común para la protección de pilares de puentes frente a la erosión, es la colocación de mantos de escollera alrededor del pilar. Dentro de las ventajas, se tiene que es una medida de protección eficaz y versátil, y ofrece facilidad de reposición o flexibilidad por reacomodo de sus elementos ante una erosión imprevista.

Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de mantos de escollera, desde el punto de vista hidráulico, se tienen las siguientes consideraciones:

- La colocación del manto de escollera debe efectuarse por lo menos hasta la profundidad que alcanza la socavación general y por contracción y en lo posible hasta una profundidad de tal manera que no se desarrolle la socavación local.
- Para realizar el dimensionamiento de los fragmentos de roca a usar en la escollera existen varios métodos, en el presente Manual se describirá el método de Maza Alvarez y el método del HEC-18.
- La escollera de protección debe contar por lo menos de dos capas de material y deberá estar provisto de un filtro para evitar que el sustrato ascienda entre los intersticios de las rocas.
- La disposición del manto de escollera puede ser efectuado de dos maneras, la primera cubriendo todo el pilar o solamente en el extremo aguas arriba de cada pilar.



- Extender el ancho de la escollera al menos 2.5 veces el ancho del pilar, medido desde la cara externa del pilar en forma de aureola alrededor de éste.
- Previa evaluación, se recomienda realizar trabajos de mantenimiento y reparación del manto de escollera, luego del paso de avenidas.

b.b.1) Método de Maza Alvarez (1989)

La siguiente expresión puede ser usada para encontrar el tamaño de la roca.

$$D_m = \frac{135V}{\gamma_s^{1.03} (y^{1/(2+y)} - 0.15V)} \quad (115)$$

Donde:

D_m : Diámetro medio de la roca (m)

V : Velocidad media del flujo ($V < 4.5\text{m/s}$)

y : Tirante de flujo (m)

γ_s : Peso específico del material de protección (Kg/m^3)

b.b.2) Método propuesto en HEC-18 (1993)

Según HEC-18 (1993), el enrocado no es una medida permanente para proteger pilares contra socavación y no debe ser empleado para puentes en construcción, ya que las nuevas estructuras deben proyectarse para ser estables. La siguiente ecuación se usa para encontrar el tamaño de la roca de protección.

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(G_s - 1)} \quad (116)$$

Donde:

D_{50} : Diámetro medio de la roca (m)

K : Coeficiente de forma del pilar



($K = 1.5$ para pilares con nariz redondeada, $K = 1.7$ para pilares con nariz rectangular)

V : Velocidad de flujo sobre el pilar (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

G_s : Densidad relativa de la roca, usualmente 2.65.

Para determinar la velocidad sobre el pilar cuando no se tengan valores puntuales, la velocidad media del cauce ($V_m = Q / A$) se multiplica por un coeficiente que va desde 0.9 para pilares ubicados próximos a las llanuras de inundación en ríos rectos hasta 1.7 para pilares próximos a la curvatura externa del río.

4.1.2 DRENAJE LONGITUDINAL DE LA CARRETERA

El agua que fluye a lo largo de la superficie de la plataforma, tanto de la propia carretera como de lo aportado por los taludes superiores adyacentes, debe ser encauzada y evacuada de tal forma que no se produzcan daños a la carretera ni afecte su transitabilidad.

Para evitar el impacto negativo de la presencia del agua, en la estabilidad, durabilidad y transitabilidad, en esta sección se considerará los distintos tipos de obras necesarios para captar y eliminar las aguas que se acumulan en la plataforma de la carretera, las que pueden provenir de las precipitaciones pluviales y/o de los terrenos adyacentes.

a) Período de retorno

El caudal de diseño ha considerarse será según lo indicado en el ítem 3.6 del presente manual.

b) Riesgo de obstrucción

Las condiciones de funcionamiento del drenaje longitudinal se verán afectadas por obstrucción debido al material sólido arrastrado por la



corriente, por ello, debe efectuarse un adecuado diseño, que su vez permita realizar un adecuado mantenimiento.

c) Velocidad máxima del agua

La pendiente longitudinal (i) debe estar comprendida entre la condición de autolimpieza y la que produciría velocidades erosivas, es decir:

$$0.5 \% < i < 2 \%$$

La corriente no debe producir daños importantes por erosión en la superficie del cauce o conducto si su velocidad media no excede de los límites fijados en la Tabla N° 31 en función de la naturaleza de dicha superficie.

TABLA N° 31: Velocidad máxima del agua

TIPO DE SUPERFICIE	MÁXIMA VELOCIDAD ADMISIBLE (m/s)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.20 – 0.60
Arena arcillosa dura, margas duras	0.60 – 0.90
Terreno parcialmente cubierta de vegetación	0.60 – 1.20
Arcilla, grava, pizarras blandas con cubierta vegetal	1.20 – 1.50
Hierba	1.20 – 1.80
Conglomerado, pizarras duras, rocas blandas	1.40 – 2.40
Mampostería, rocas duras	3.00 – 4.50 *
Concreto	4.50 – 6.00 *

* Para flujos de muy corta duración

Fuente: Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito-MTC.

Si la corriente pudiera conducir material en suspensión (limo, arena, etc.) se cuidará de que una reducción de la velocidad del agua no provoque su sedimentación, o se dispondrán depósitos de sedimentación para recogerlas, los cuales deberán ser de fácil limpieza y conservarse de forma eficaz.

4.1.2.1 Cunetas

Las cunetas son zanjas longitudinales revestidas o sin revestir abiertas en el terreno, ubicadas a ambos lados o a un solo lado de la



carretera, con el objeto de captar, conducir y evacuar adecuadamente los flujos del agua superficial.

Se proyectarán para todos los tramos al pie de los taludes de corte, longitudinalmente paralela y adyacente a la calzada del camino y serán de concreto vaciadas en el sitio, prefabricados o de otro material resistente a la erosión.

Serán del tipo triangular, trapezoidal o rectangular, siendo preferentemente de sección triangular, donde el ancho es medido desde el borde de la rasante hasta la vertical que pasa por el vértice inferior. La profundidad es medida verticalmente desde el nivel del borde de la rasante al fondo o vértice de la cuneta.

El encuentro de la superficie de rodadura con el talud interno de la cuneta, debe ser tal que la superficie de rodadura (concreto asfáltico, etc.) no cubra todo el espesor de pared de la cuneta, tal como se aprecia en la figura N°. 27.

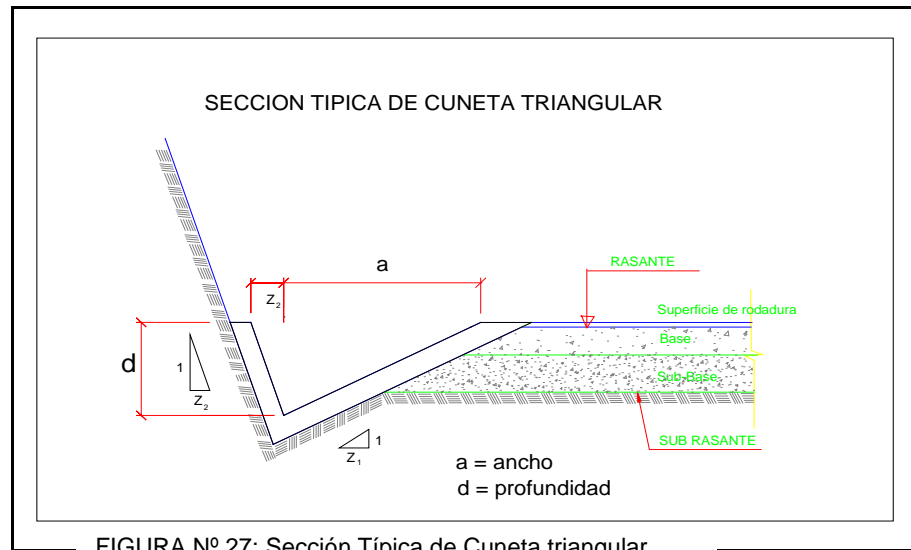
La inclinación del talud interior de la cuneta (V/H) (1:Z₁) dependerá, por condiciones de seguridad, de la velocidad y volumen de diseño de la carretera, Índice Medio Diario Anual IMDA (veh/día); según lo indicado en la Tabla N° 304.12 del Manual de Diseño geométrico DG-2001.

Tabla 304.12
INCLINACIONES MÁXIMAS DEL TALUD (V:H)
INTERIOR DE LA CUNETAS

V.D. (Km/h)	I.M.D.A (VEH./DIA)	
	< 750	> 750
<70	1:02	(*)
	1:03	
> 70	1:03	1:04

(*) Sólo en casos muy especiales

La inclinación del talud exterior de la cuneta (V/H) (1:Z₂) será de acuerdo al tipo de inclinación considerada en el talud de corte.



a) Capacidad de las cunetas

Se rige por dos límites:

- Caudal que transita con la cuneta llena
- Caudal que produce la velocidad máxima admisible

Para el diseño hidráulico de las cunetas utilizaremos el principio del flujo en canales abiertos, usando la ecuación de Manning:

$$Q = A \times V = \frac{(A \times R_h^{2/3} \times S^{1/2})}{n} \quad (117)$$

Donde:

- Q : Caudal (m³/seg)
- V : Velocidad media (m/s)
- A : Área de la sección (m²)
- P : Perímetro mojado (m)
- R_h : A/P Radio hidráulico (m) (área de la sección entre el perímetro mojado).
- S : Pendiente del fondo (m/m)
- n : Coeficiente de rugosidad de Manning



- Los valores de Manning (n) más usados, se presentan en la Tabla N° 09 del presente manual.
- También se utiliza el Coeficiente de Strickler (K) cuya expresión es (1/n) (Ver Tabla N° 32)

TABLA N° 32: Valores de K más usados

Cunetas excavadas en el terreno	K = 33
Cunetas en roca	K = 25
Cunetas de concreto	K = 67

Fuente: Ingeniería Vial I de Hugo Morales Sosa

- Velocidades límites admisibles

TABLA N° 33: Velocidades límites admisibles

TIPO DE SUPERFICIE	VELOCIDAD LÍMITE ADMISIBLE (M/S)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.20 – 0.60
Arena arcillosa dura, margas duras	0.60 – 0.90
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0.60 – 1.20
Arcilla grava, pizarras blandas con cubierta vegetal	1.20 – 1.50
Hierba	1.20 – 1.80
Conglomerado, pizarras duras, rocas blandas	1.40 – 2.40
Mampostería, rocas duras	3.00 – 4.50 *
Concreto	4.50 – 6.00 *

* Para flujos de muy corta duración

Fuente: Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito-MTC.

Ejemplo de diseño de una cuneta triangular típica

- Con talud interior 1:2 y talud exterior 1:2

- Radio hidráulico (R_h) :

$$R_h = \frac{5x\sqrt{H}}{6} \quad (4.1)$$

$$R_h = \left(\frac{nv}{\sqrt{S}} \right)^{3/2} \quad (4.2)$$



- Sección mojada (A):

$$A = \frac{5H^2}{4} \quad (4.3)$$

- Con talud interior 1:1.5 y talud exterior 1:1.5

- Radio hidráulico (R_h) :

$$R_h = \frac{Hx\sqrt{13}}{10} \quad (4.4)$$

$$R_h = \left(\frac{nv}{\sqrt{S}} \right)^{3/2} \quad (4.5)$$

- Sección mojada (A):

$$A = \frac{13H^2}{12} \quad (4.6)$$

Donde:

- n : Coeficiente de Manning
K : Coeficiente de Strickler (1/n)
V : Velocidad admisible
S : Pendiente en m/m
Q : Capacidad en m³/seg

Con estas ecuaciones calculamos la máxima capacidad de las cunetas correspondiente a la velocidad admisible para distintas pendientes.

Procedimiento de cálculo de R_h usando la ecuación (4.1) ó (4.4):

- Elijo una altura H, que sea menor a 0.60m.
- Calcular el radio hidráulico con la ecuación (4.1) ó (4.4), del radio Hidráulico.
- Calcular el área de la sección mojada (A), ecuación (4.3) ó (4.6)
- Calcular el caudal con la ecuación (4.0) de Manning, y si

Q manning > Q de aporte,



Entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 1 y elegir otra altura de cuneta (H).

Procedimiento de cálculo de Rh usando la ecuación (4.2) ó (4.5):

- Calcular el radio hidráulico con la ecuación (4.2) ó (4.5)
- Elijo una altura de cuneta H. (H debe ser menor a 0.60m)
- Calcular el área de la sección mojada (A), ecuación (4.3) ó (4.6)
- Calcular el caudal con la ecuación (4.0) de Manning, y si

$$Q_{\text{Manning}} > Q_{\text{de aporte}},$$

Entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 2 y elegir otra altura de cuneta (H).

b) Caudal Q de aporte

Es el caudal calculado en el área de aporte correspondiente a la longitud de cuneta. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CxIxA}{3.6} \quad (118)$$

(147)

Donde:

- Q : Caudal en m³/s
- C : Coeficiente de escurrimiento de la cuenca
- A : Área aportante en Km²
- I : Intensidad de la lluvia de diseño en mm/h

c) Dimensiones mínimas

Las dimensiones serán fijadas de acuerdo a las condiciones pluviales.

De elegir la sección triangular, las dimensiones mínimas serán las indicadas en la Tabla N° 34.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

TABLA N° 34: Dimensiones mínimas

REGIÓN	PROFUNDIDAD (D) (M)	ANCHO (A) (M)
Seca (<400 mm/año)	0.20	0.50
Lluviosa (De 400 a <1600 mm/año)	0.30	0.75
Muy lluviosa (De 1600 a <3000 mm/año)	0.40	1.20
Muy lluviosa (>3000 mm/año)	0.30*	1.20

* Sección Trapezoidal con un ancho mínimo de fondo de 0.30

Fuente: Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito-MTC.

Para lograr el funcionamiento adecuado de la sección hidráulica, se requiere que en los proyectos viales se considere:

- La construcción de una berma exterior de recepción con ancho mínimo de 60 cm (entre la cuneta y pie del talud de corte), con la finalidad de recepcionar la posible caída de materiales del talud superior, los cuales al impactar, deterioran las losas, y colmatan la sección hidráulica.
- Así mismo es necesario establecer la necesidad de mantenimiento de cunetas por lo menos dos veces al año (antes y después del período de lluvia, especialmente en zonas de sierra y selva del país).

Cuando existan limitaciones de ancho de la plataforma se podrá proyectar cunetas con doble función:

- Drenaje, y
- Área de emergencia (berma)

Para los cuales se buscará la solución más adecuada tales como: cunetas cubiertas, berma-cuneta, cuneta tipo batea, etc.

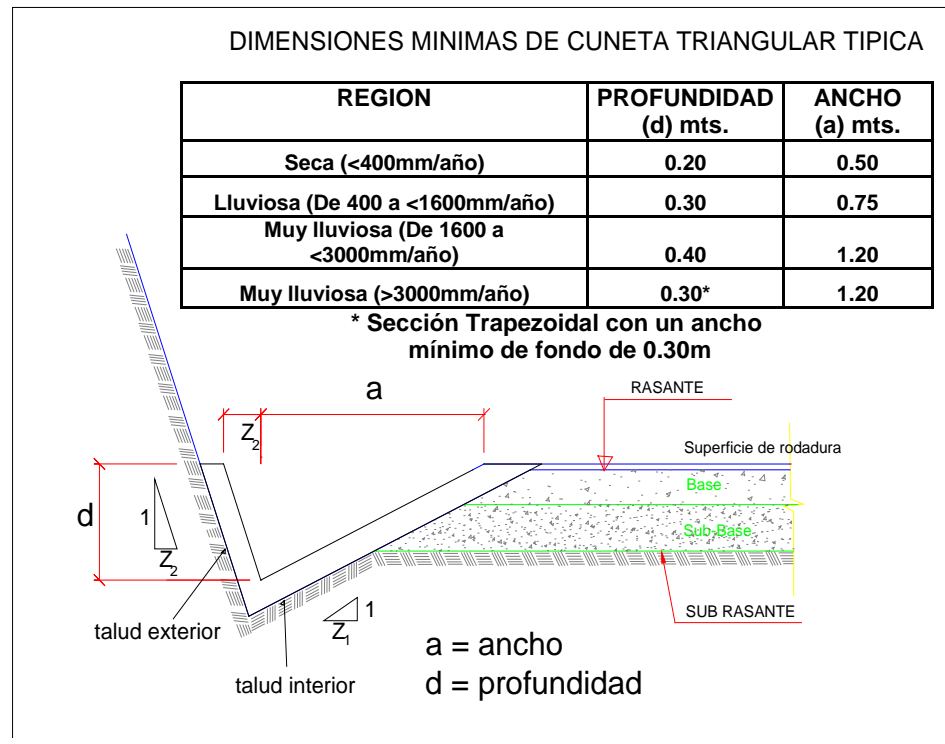


FIGURA N° 28: Dimensiones mínimas de cuneta triangular típica.

d) Desagüe de las cunetas

La descarga de agua de las cunetas se efectuará por medio de alcantarillas de alivio. En región seca o poca lluviosa la longitud de las cunetas será de 250m como máximo, las longitudes de recorridos mayores deberán justificarse técnicamente; en región muy lluviosa se recomienda reducir esta longitud máxima a 200m. Salvo justificaciones técnicas, cuando se tenga presencia de áreas agrícolas, viviendas ubicadas sobre el talud inferior de la carretera que pueden ser afectadas por descargas de alcantarillas de alivio. En este aspecto, el proyectista deberá realizar una evaluación exhaustiva para ubicar adecuadamente los puntos de descarga de alcantarillas de alivio sin afectar la propiedad adyacente.



e) Revestimiento de las cunetas

Las cunetas deben ser revestidas, para evitar la erosión de la superficie del cauce o conducto, productos de corrientes de agua que alcancen velocidades medias superiores a los límites fijados en la Tabla N° 33; o cuando el terreno es muy permeable que permite la filtración hacia el pavimento, y consecuentemente su deterioro. El revestimiento de las cunetas puede ser de concreto, o de ser el caso de mampostería de piedra, previa verificación de velocidades de acuerdo a las pendientes finales del trazo geométrico. Se recomienda un revestimiento de concreto $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y espesor de 0.075m.

4.1.2.2 Cunetas o zanjas de coronación

Las cunetas o zanjas de coronación son canales que se construyen en la parte superior de los taludes de corte, para recoger las aguas que bajan por las pendientes naturales y conducir las hacia la quebrada o descarga más próxima del sistema general de drenaje, evitando de este modo la erosión del terreno, especialmente en zonas de pendiente pronunciada.

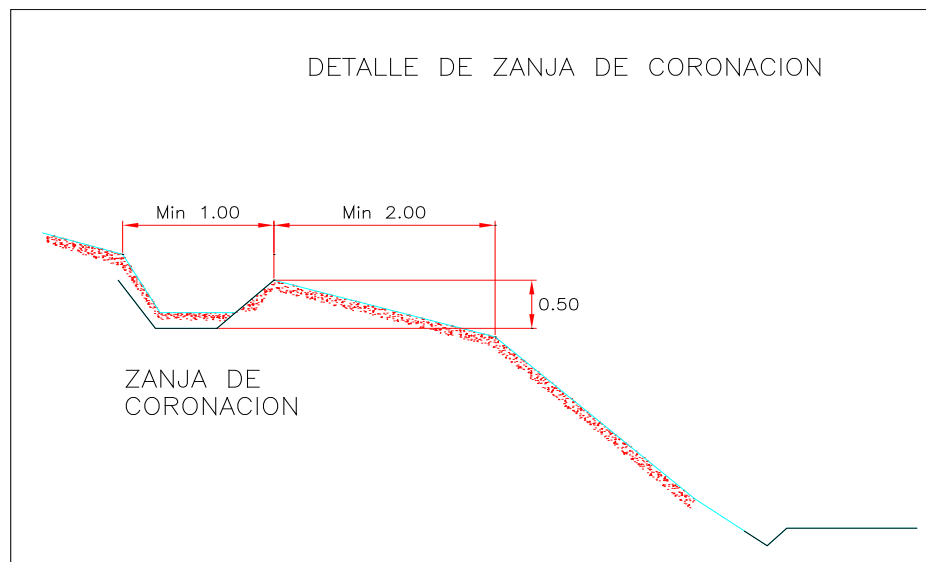


FIGURA N° 29: Detalle típico de zanja de coronación.



Normalmente son de forma rectangular, pero también pueden ser trapezoidales, si se requiere un mayor tamaño.

Es importante sembrar especies naturales a ambos lados de la cuneta (pastos, ichu, maleza, raíces, árboles, etc); o ramas cortadas amarradas entre sí en forma de estructuras alargadas, las cuales se entierran o se colocan como estacas siguiendo el contorno de un talud), para evitar que el agua erosione bajo la cuneta y ésta se obstruya con sedimentos.

Si la pendiente es mayor que 2%, es necesario que el canal tenga recubrimiento de concreto simple o enrocado, teniendo en cuenta además del área mojada y la rugosidad del canal. Para pendientes mayores, las zanjas deben ser escalonadas con emboquillado de piedra bajo la caída.

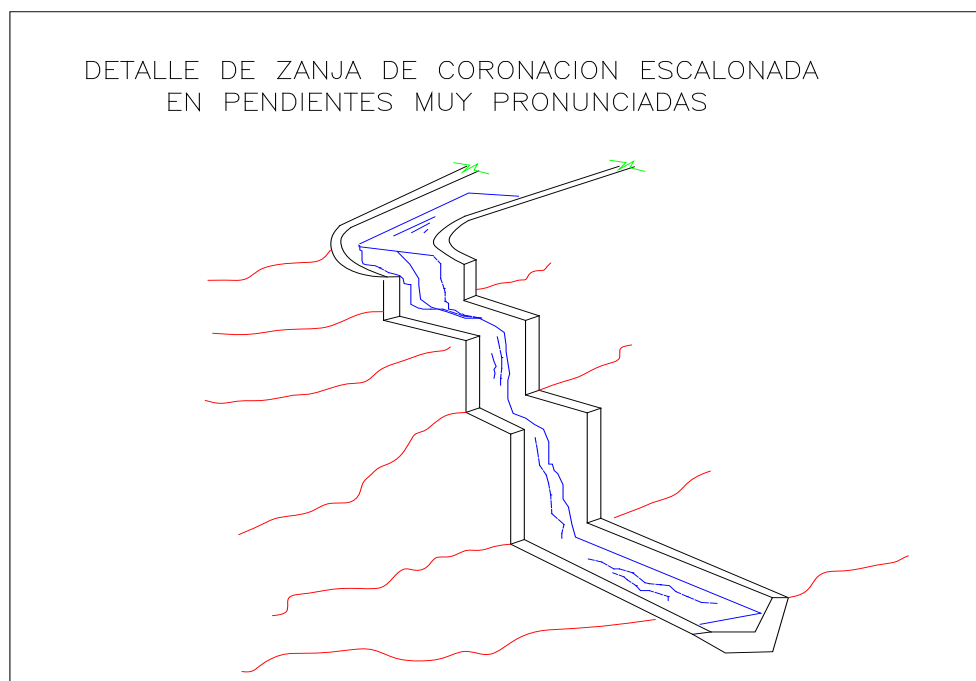


FIGURA Nº 30 : Detalle de zanja de coronación en pendientes muy pronunciadas

No es recomendable colocar estas zanjas, paralelas totalmente a la carretera, porque los tramos finales de la cuneta quedan con una pendiente excesiva, en la que se tienen que ejecutar tramos escalonados, como se observa en la Figura Nº 30, sino por el



contrario, se trazará la cuneta hacia el interior de la quebrada, siguiendo las pendientes admisibles para el tipo de terreno o revestimiento.

Se puede prescindir de las cunetas de coronación en taludes de suelos resistentes a la erosión con declives de 1:2 (V :H) o menores, o cuando durante la construcción se hayan adoptado medidas efectivas de control de la erosión.

4.1.2.3 Zanjas de drenaje

Las zanjas de drenaje son canales que se construyen en la parte inferior de los taludes de relleno en forma longitudinal lateral o transversal al alineamiento de la carretera, para recoger las aguas que bajan por el talud y terrenos adyacentes para conducirlos hacia la quebrada o descarga más próxima del sistema general de drenaje, evitando de este modo la erosión del terreno.

Normalmente son de forma rectangular, pero también pueden ser trapezoidales, si se requiere una mayor dimensión.

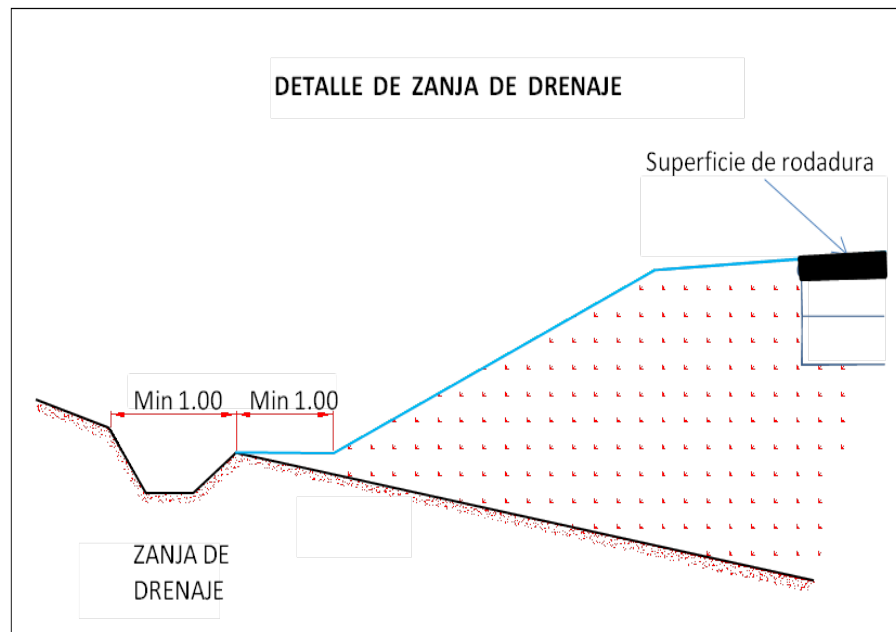


FIGURA Nº 31: Detalle típico de zanja de drenaje



4.1.2.4 Cunetas de banqueta

Son aquellas que se ubican al pie del talud inclinado de cada banqueta, las cuales consisten en la construcción de una o más terrazas sucesivas con el objetivo de estabilizar un talud.

Pueden tener sección triangular, rectangular o trapezoidal, de acuerdo al caudal de escorrentía superficial que transportará y su descarga se efectuará hacia un curso natural o mediante caídas escalonadas hacia las cunetas.

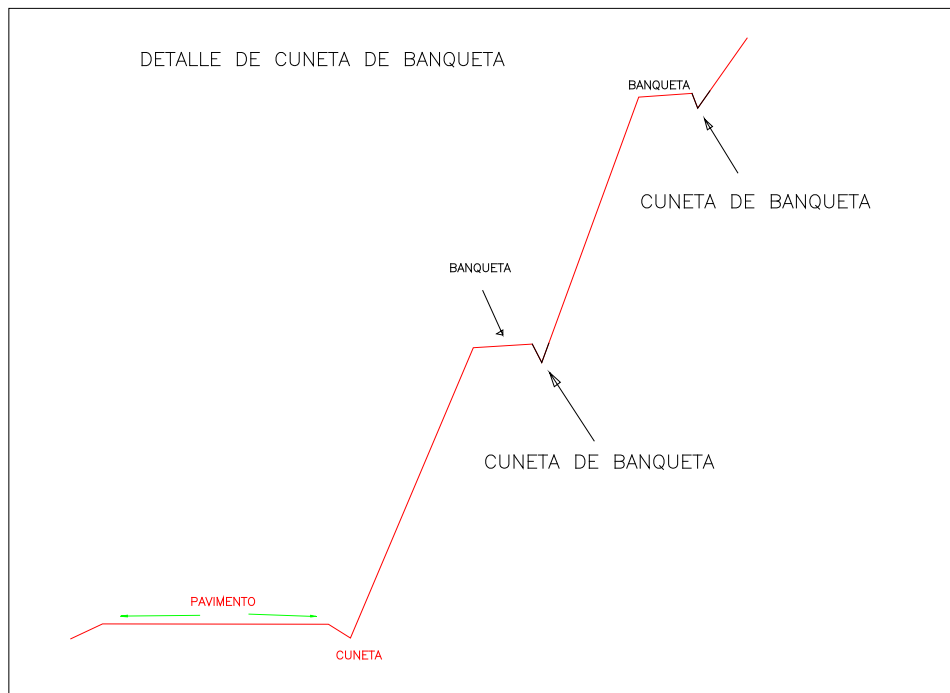


FIGURA Nº 32: Detalle de cuneta de banqueta típica

4.1.2.5 Bordillos

Los bordillos son elementos que interceptan y conducen el agua que por efecto del bombeo discurren sobre la plataforma de la carretera, descargándola mediante aliviaderos en sitios adecuados con el objetivo de evitar la erosión de los taludes de terraplenes que estén conformados por material erosionable.



Se construirán en los terraplenes mayores de 1.5m de altura, ubicándolas longitudinalmente en ambos lados en los terraplenes que se encuentren en tangente, o en la parte interna de los terraplenes en curva horizontal. Asimismo, se ubicarán sobre la corona del talud inferior cuando la carretera se desarrolla en corte a media ladera.

Se emplazarán en el lado exterior de la plataforma y generalmente tienen una sección trapezoidal con base inferior de veinte (20) centímetros, base superior de quince (15) centímetros y altura de cuarenta (40) centímetros, sobresaliendo de la superficie de rodadura quince (15) centímetros.

En los tramos en tangente se dejará un espacio libre para la descarga del escurrimiento hacia aliviaderos adecuadamente ubicados a una distancia de entre cincuenta (50) y cien (100) metros.

Los bordillos pueden ser de concreto, reforzados con varillas de construcción en forma de malla simple de $\phi 3/8$ " cada 0.20m, tal como se observa en a Figura N° 33.

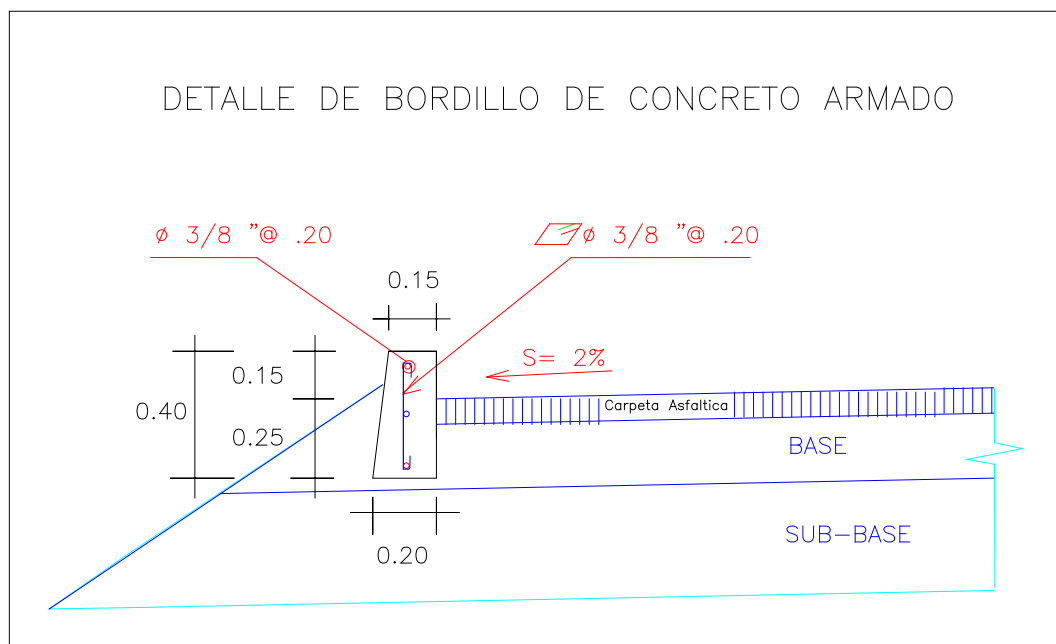


FIGURA N° 33: Detalle típico de bordillo de concreto armado



4.1.2.6 Canales de drenaje

Un sistema de drenaje superficial de una vía diseñado adecuadamente debe interceptar con efectividad todo el escurrimiento directo superficial y de la cuenca, para conducirla a través de canales y cunetas que tengan el diseño adecuado para su descarga final en los cursos de agua naturales.

En zonas bajas o con depresiones en su topografía, hay acumulaciones de aguas que pueden deberse a diferentes causas: por precipitaciones copiosas, por escurrimiento superficial o por elevación de la napa freática causada por riego o crecida de un río cercano, por tanto para captar y evacuar estas aguas acumuladas, se proyectarán diferentes canales en red de drenaje, dentro del área que presenta estos problemas.

Esta red de drenaje está compuesta por:

- Canales principales, que son los “drenes” o cauces naturales, los cuales se amplían en función del caudal a evacuar.
- Canales secundarios, se proyectan para ampliar la red, y están conectados con los canales principales.
- Canales terciarios, son los canales colectores, estos recogen el agua del área a evacuar y los trasladan hacia los canales secundarios.

Los canales pueden ser de concreto fraguado en el terreno ó de canales prefabricados de concreto.

4.2 DRENAJE SUBTERRANEO

El drenaje subterráneo se proyecta con el objetivo de interceptar, conducir y/o desviar los flujos subsuperficiales (subterráneos) que se encuentren en el suelo de fundación de la carretera y/o provenientes de los taludes adyacentes.



El efecto del agua en el pavimento es perjudicial, por lo que debe ser evacuada a través de los sistemas de drenaje superficial y subterráneo. Debe conocerse tanto su procedencia como su caudal, así como el marco geográfico en que se encuentra. Los efectos desfavorables son múltiples: erosión interna de finos, sifonamiento, tubificación, arrastre y expulsión de finos, acelerando el fallo estructural de la calzada y acortando su vida útil. Para el buen funcionamiento del sistema de subdrenaje se requiere una pendiente adecuada y una buena red de evacuación del agua. Por último, de ser compatible y funcional con el tipo de suelo a drenar (tipo de suelo, permeabilidad, gradación, etc.), se contempla el uso de materiales geotextiles debido a su durabilidad, evitando que las capas drenantes se colmaten y pierdan su funcionalidad.

Sin embargo, se debe tener en cuenta que la experiencia ha mostrado que para las condiciones siguientes es riesgoso el uso de geotextiles:

- Suelos finos pobremente graduados (es decir, todos los de tamaño uniforme),
- Agua subterránea de alta alcalinidad donde la lentitud del líquido pasando a través del geotextil causa deposiciones de calcio, sodio o precipitaciones de magnesio,
- Alta concentración de sólidos en suspensión en el líquido como en el caso de aguas turbias de ríos que pueden desarrollarse sobre o dentro del geotextil.

4.2.1 Subdrenaje

4.2.1.1 Requerimientos de Obras de Subdrenaje en proyectos viales.

El estudio de subdrenaje, es una actividad que demanda mucha experiencia y certeza en los estudios; dado que las condiciones freáticas son dinámicas, es decir tanto el nivel freático como los flujos



subsuperficiales, varían según la estación del año, comportamiento hidrológico de la zona, tipo de suelo, pendiente, alteración del medio poroso, etc.

La necesidad de obras de subdrenaje en un proyecto vial, no es el resultado de un cálculo matemático de carácter determinísticos, si no está sujeto al comportamiento de múltiples variables aleatorias; por lo tanto, este requerimiento generalmente es estimado y se obtiene a partir de observaciones directas y muestreo del terreno.

En la etapa de campo, se debe evaluar la necesidad de obras de subdrenaje para las condiciones proyectadas de la carretera, y adoptar las precauciones cuando la vía se encuentre cerca o este influenciado por:

- Existencia de lagunas, puquiales, canales sin revestir en la parte alta de la vía.
- Deformaciones, hundimientos y/o asentamientos de la plataforma vial, atribuibles a la presencia del agua en el subsuelo.
- Existencia de cultivos con grandes demanda de agua, como el arroz. Presencia de terrenos de cultivos con riegos por gravedad permanentes o riegos en secano.
- Filtraciones en taludes, presencia de vegetación propio de suelos saturados como el junco, totora, etc.
- Presencia de niveles freáticos en excavaciones a cielo abierto.
- Excavaciones de la plataforma vial, en taludes saturados, etc.

4.2.1.2 Subdrenaje convencional

El subdrenaje está constituido por zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte de agua (tubo perforado).

Generalmente los subdrenes se usan en los siguientes casos:



- Colocado longitudinalmente al pie de los taludes de corte para interceptar filtraciones y flujos subsuperficiales que llegan a la carretera.
- Longitudinalmente en un terraplén, ubicado en la zona donde discurre el agua subterránea.
- Formando parte de un sistema de drenes transversales y longitudinales o dispuestos como una “espina de pescado”, a fin de evacuar el flujo subsuperficial presente en la zona de emplazamiento de la carretera.

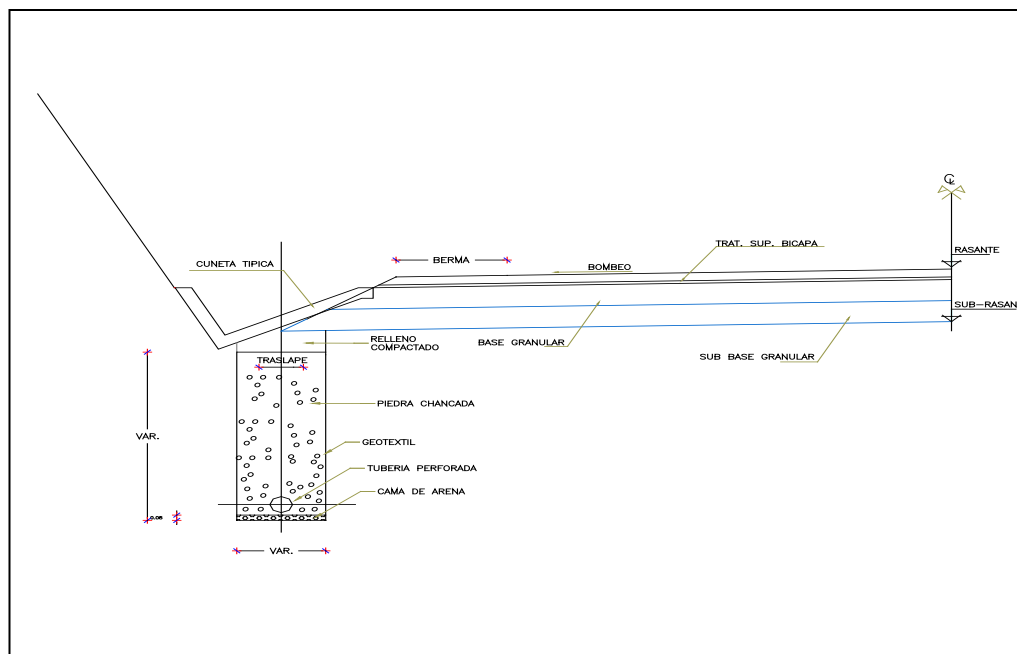


Figura Nº 34 : Sección Típica Subdren

4.2.1.3 Subdrenaje sintético

Debido a la dificultad que existe en algunos casos de obtener materiales naturales para los subdrenes y con el desarrollo de nuevas tecnologías como las mallas sintéticas, se viene usando los subdrenes sintéticos. Estos subdrenes consisten de tres elementos básicos:

a. Red de Malla Sintética (similar Geodren)

La Red de malla sintética está construida de tal manera que se forman unos canales que facilitan el flujo de agua.



b. Geotextil

El geotextil (no tejido) actúa como filtro impidiendo el paso de partículas de suelo hacia la red de malla sintética y permitiendo a su vez el flujo de agua.

c. Tubo colector perforado

En el extremo inferior de la red de malla sintética y envuelto por el geotextil se coloca una manguera perforada PVC especial para este tipo de subdrenes, la cual recoge y conduce el agua colectada por la red de malla sintética.

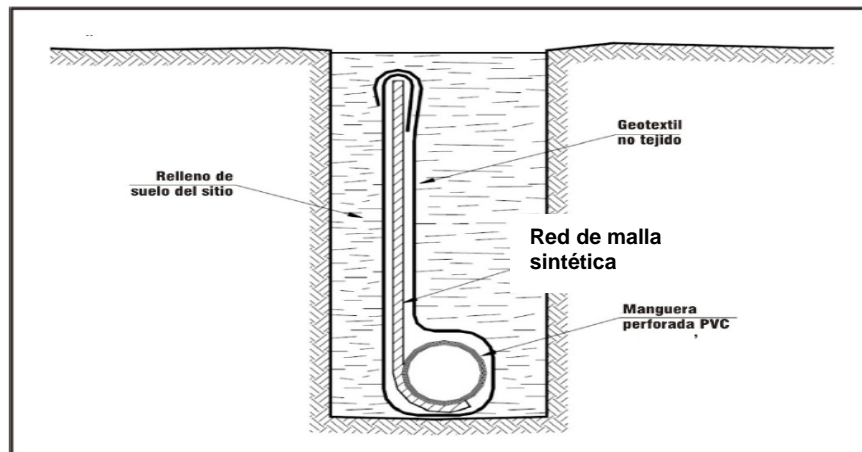


Figura Nº 35: Sección típica subdren sintético

4.2.1.4 Criterios de diseño

a) Caudal de diseño

Se debe considerar en primer lugar la distancia de inicio y descarga de los subdrenes, dado que a mayor distancia de recorrido, su capacidad de transporte deberá incrementarse debido al aporte de caudales a lo largo de su recorrido.

Los posibles caudales de aporte, que conforman el caudal total, los cuales pueden afectar la estructura del pavimento son:

- El caudal generado por la infiltración de las aguas provenientes de precipitaciones pluviales y de sectores con régimen de riego



permanente que discurren sobre el talud superior adyacente a la carretera.

- El caudal generado por el abatimiento del nivel de agua subterránea, en lugares donde el nivel freático alcance una altura tal, que supere el nivel de subrasante afectando la estructura del pavimento.

Caudal por abatimiento del nivel freático

Se tiene las siguientes relaciones:

$$q_{NF} = K \cdot i \cdot Ae \quad (119)$$

$$I = (Nd - Nf) / B$$

$$Ae = (Nd - Nf) \cdot L$$

Donde:

- K : Coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente.
- i : Gradiente hidráulico.
- Nd : Cota inferior del subdrén.
- Nf : Cota superior del nivel freático.
- Ae : Área efectiva para el caso del abatimiento del nivel freático.
- B : Para subdrenes longitudinales es el semiancho de la vía y para subdrenes transversales se refiere a la distancia entre subdrenes.
- L : Longitud del tramo de drenaje.
- Q_{NF} : Caudal por abatimiento del nivel freático.

b) Determinación del tipo de geotextil filtrante

El filtro evita una excesiva migración de partículas de suelo y simultáneamente permite el paso del agua, lo anterior implica que el geotextil debe tener una abertura aparente máxima adecuada para retener el suelo, cumpliendo simultáneamente con un valor mínimo admisible de permeabilidad que permita el paso del flujo de una manera eficiente.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Para llegar a la selección del geotextil no sólo hay que tener en cuenta lo anterior, sino además, la resistencia a la colmatación, supervivencia y durabilidad, todos estos criterios se explican brevemente a continuación:

Criterio de retención

De acuerdo con lo establecido en “Geotextiles Engineering Manual” de la Federal Highway Administration (FHWA) y basados en el criterio de retención de Christopher y Holz (1989), Carroll (1983), un geotextil debe cumplir con la siguiente condición:

$$TAA < D_{85} * B$$

Donde:

TAA : Tamaño de abertura, dato suministrado por el fabricante.

Corresponde a la abertura de los espacios libres (en milímetros).

D_{85} : Tamaño de partículas (en milímetros). Cuando al tamizar un suelo pasa el 85% de éste. Este dato se obtiene de la curva granulométrica del suelo en consideración.

B : Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo a drenar, de las condiciones de flujo y del tipo de geotextil.

- Para arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos de 50% que pasa el tamiz N° 200) B es función del coeficiente de uniformidad C_u , de la siguiente manera.

$C_u \leq 2$ ó ≥ 8 : Usar $B=1$

$2 \leq C_u \leq 4$: Usar $B=0.5*C_u$

$4 < C_u < 8$: Usar $B=8/C_u$

Donde $C_u = D_{60} / D_{10}$

- En suelos arenosos mal graduados usar B entre 1.5 y 2



- Para suelos finos, (más de 50% pasa el tamiz N° 200) B es función del tipo de geotextil.

Para geotextiles no tejidos punzonados por agujas use $B = 3$.

La AASHTO Task Force No 25 (1986), recomienda que los geotextiles mínimo deben cumplir:

$$TAA < 0.3 \text{ mm} \quad (152)$$

Criterio de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad es la propiedad hidráulica por medio de la cual, el geotextil permite un adecuado paso de flujo perpendicular al plano del mismo; para revisar la permeabilidad del geotextil se debe tener en cuenta lo siguiente:

Para condiciones de flujo crítico, altos gradientes hidráulicos y buscando un correcto desempeño a largo plazo reduciendo los riesgos de colmatación se recomienda usar el criterio de Carroll (1983); Chistopher y Holtz (1985):

$$K_g \geq 10 * K_s$$

Para aplicaciones no críticas:

$$K_g \geq K_s$$

Donde:

K_g : Permeabilidad del geotextil.

K_s : Permeabilidad del suelo.



Criterio de colmatación

Este criterio considera la posibilidad de obstrucción de sus vacíos debido a incrustaciones de partículas del suelo. Por lo tanto, el geotextil debe tener un porcentaje mínimo de espacios vacíos.

Los geotextiles con una mayor resistencia a la colmatación, son los geotextiles no tejidos punzonados por agujas, en los cuales el riesgo a que se tapen gran parte de sus orificios es muy bajo, debido al espesor que poseen y a los altos valores de porosidad que presentan. De acuerdo con el criterio de Chistopher y Holtz, 1985; R. Koemer, 1990, los geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad $> 50\%$.

Criterio de supervivencia

El geotextil en el proceso de instalación y a lo largo de su vida útil puede estar sometido a esfuerzos, los cuales deben ser soportados por el mismo, de tal manera que no afecte drásticamente sus propiedades hidráulicas y físicas. Los requerimientos de supervivencia se establecerán según las Especificaciones Técnicas Generales para construcción de Carreteras (EG-2000); los cuales se muestran a continuación:



Tabla N° 35: Geotextiles - Requerimientos de Supervivencia

PROPIEDAD	ENSAYO	UNID	REQUERIMIENTO DE GEOTEXTIL (VMPR)					
			CLASE 1		CLASE 2		CLASE 3	
			E < 50%	E > 50%	E < 50%	E > 50%	E < 50%	E > 50%
Resistencia Grab	ASTM D4632	N	1400	900	1100	700	800	500
Resistencia al razgado trapezoidal	ASTM D4533	N	500	350	400	250	300	180
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	500	350	400*	250	300	180
Resistencia "Burst"	ASTM D3786	Kpa	3500	1700	2700	1300	2100	950
Resistencia a la costura	ASTM D4632	N	1260	810	990	630	720	450

*El VMPR requerido para resistencia al Rasgado Trapezoidal para geotextil tejidos de monofilamentos, es de 250 N.

Tabla N° 36: Geotextiles para Subdrenaje – Requerimientos

PROPIEDAD	ENSAYO	UNID.	REQUERIMIENTO		
			PORCENTAJES DE SUELO A RETENER QUE PASA LA MALLA 0.075 MIN. (N° 200)		
			< 15	15 - 50	> 50
Clase de Geotextil	-	-	Clase 2, de la Tabla N° 05		
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	0.5	0.2	0.1
Tamaño de Abertura Aparente (TAA)	ASTM D4751	mm	0.43 Valores máx. promedio por rollo	0.25 Valores máx. promedio por rollo	0.22 Valores máx. promedio por rollo
Resistencia retenida UV	ASTM D4355	%	50% después de 500 horas de exposición		

Criterio de durabilidad

Los geotextiles por ser un material fabricado de polipropileno, no son biodegradables, son altamente resistentes al ataque químico como a los lixiviados.



No se recomienda el uso de los geotextiles como filtros en lugares donde queden expuestos a rayos ultravioleta por un tiempo prolongado. Donde por razones de instalación y funcionamiento los geotextiles estén expuestos al ataque de los rayos ultravioleta, estos deberán estar fabricados por compuestos, que les proporcionen una alta resistencia a la degradación UV.

c) Determinación de las dimensiones de la sección transversal

Teniendo el caudal final Q_f , el cual es la suma de los caudales calculados, se realiza el siguiente procedimiento:

$$Q_f = V * i * A \quad (120)$$

Donde:

Q_f : Caudal final

V : Velocidad de flujo, la cual depende de la pendiente longitudinal y del tamaño del agregado usado en el subdrén. (Ver Figura N° 36)

i : Gradiente hidráulico que para el caso de subdrenes es igual a 1

A : Área de la sección transversal del subdrén, normalmente se fija el ancho y se despeja su altura.

Una vez obtenida la sección transversal del subdrén, se puede calcular su perímetro, el geotextil debe colocarse en todo su perímetro. Por lo tanto la longitud del geotextil corresponderá al perímetro del subdrén más el traslape.

El diámetro de la tubería a usar se puede estimar haciendo uso de la ecuación de Manning. Por tanteo se asume un diámetro de tubería y se rectifica si cumple la siguiente igualdad:

$$Q_f = (1/n) * A * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (121)$$



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Donde:

Q_f : Caudal final calculado

n : Coeficiente de Manning. Para tubería perforada usualmente es 0.013.

A : Área del tubo

R : A_t/P_t (Área total / Perímetro total) a tubo lleno

S : Pendiente del subdrén

La línea superior de flujo o nivel freático no debe superar en ningún momento la cota de la subrasante, con este criterio se debe establecer la profundidad del subdrén.

En caso de subdrenaje convencional, el material granular podrá ser natural, provenir de la trituración de piedra o roca, o ser una mezcla

de ambos y estará constituido por fragmentos duros y resistentes, además deberá cumplir con los requisitos indicados en las especificaciones técnicas del Proyecto.

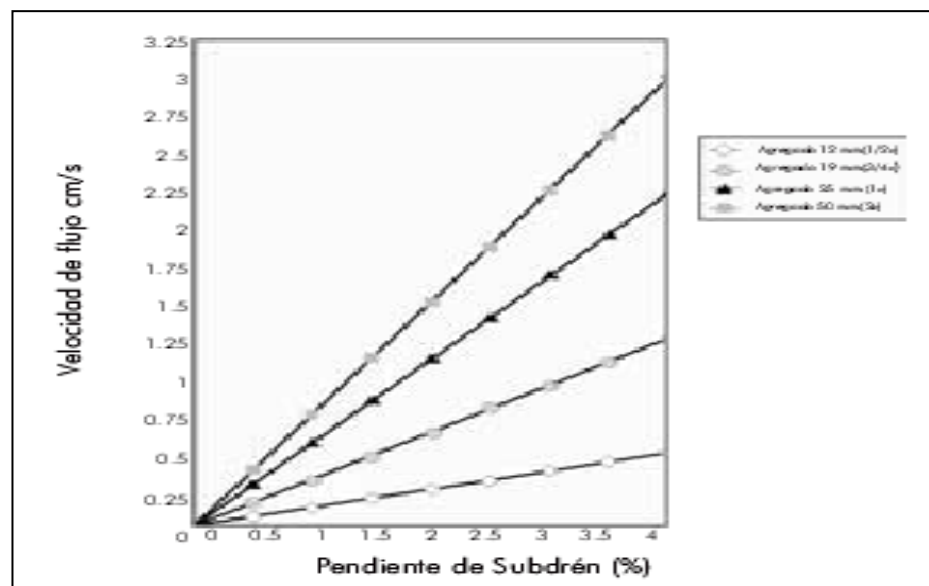


Figura N° 36: Pendiente vs. Velocidad, según el tamaño del agregado (Para agregados de tamaño uniforme)

(Fuente: Manual de diseño de subdrenaje (Colombia))



d) Tasa de Flujo

Se debe revisar la cantidad de flujo volumétrico que puede pasar por unidad de área (tasa de flujo) en el plano normal al geotextil (permitividad K/t , donde K es la permeabilidad y t es el espesor del geotextil), frente a la cantidad de flujo volumétrico a evacuar por metro cuadrado. Para lo cual se realiza el siguiente procedimiento.

Teniendo el caudal que se requiere pasar por el filtro por cada metro cuadrado, se calcula la permitividad requerida del geotextil. Haciendo uso de la ecuación de Darcy.

$$q = K * i * A \quad (122)$$

$$q = K * (\Delta h / t) * A$$

$$K / t = q / (\Delta h * A)$$

Donde:

K / t : Permitividad requerida del geotextil, (ψ requerida).

q : Caudal a evacuar calculado por metro cuadrado.

Δh : Carga hidráulica

A : Área por unidad de longitud.

$$\psi \text{ requerida} = q / (\Delta h * A)$$

La tasa de flujo también se puede obtener, teniendo el caudal a evacuar por metro cuadrado y el caudal capaz de dejar el geotextil por metro cuadrado.

4.2.2 Cajas de registro y buzones

En los drenes longitudinales, se recomienda usar, a intervalos regulares, cajas de registro o buzones de registro que permitan controlar el buen funcionamiento del subdrenaje y sirvan para evacuar el agua recogida por la tubería del subdren, ya sea a un colector principal, a una cuneta situada, por ejemplo, al pie de un terraplén, a un curso natural o a otros dispositivos de desagüe.



Asimismo, deberán colocarse cajas de registro o buzones en todos los cambios de alineación de la tubería de drenaje.

La distancia entre dos cajas o buzones consecutivos oscilará en general entre 80m y 100m y dependerá de la pendiente longitudinal del tubo y de su capacidad de desagüe, de la disposición general del subdrenaje y de los elementos naturales existentes.

En el caso de salida libre de la tubería de desagüe de la caja de registro o el buzón a una cuneta. Se tendrá en cuenta que el nivel de la salida quede lo suficientemente alto y con las protecciones necesarias para impedir su obstrucción, inundación, etc.

4.2.3 Drenes de penetración

Un dren horizontal o subdren de penetración consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo, mediante una perforación profunda subhorizontal (ligeramente inclinada), con la cual se busca abatir el nivel freático hasta un nivel que incremente la estabilidad del talud (tal como se muestra en la Figura N° 37).

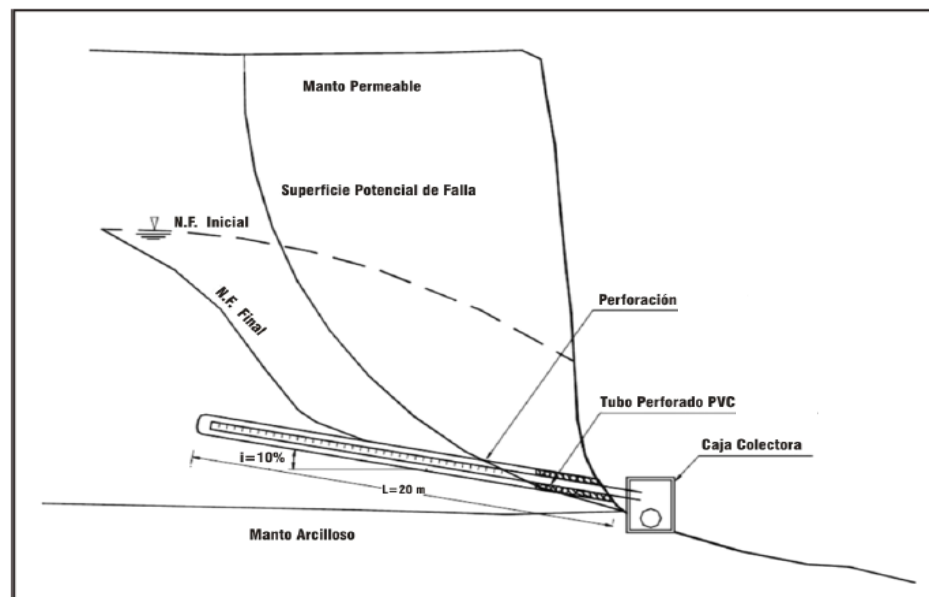


Figura N° 37: Drenes de penetración



La principal ventaja de los drenes horizontales es que son rápidos y simples de instalar logrando incrementar el factor de seguridad del talud en muy poco tiempo.

El diámetro de las perforaciones es de aproximadamente 3 a 4 pulgadas dentro de las cuales se colocan tuberías perforadas. Los tubos utilizados son metálicos, de polietileno o PVC, generalmente en diámetros 2" ó 3", aunque en ocasiones se emplea otro tipo de diámetro. La tubería se puede perforar con agujeros circulares en sentido transversal. Los orificios de la tubería se hacen generalmente, en diámetros de 5 a 1.5 milímetros con una densidad de 15 a 30 agujeros por metro de tubería. Muchas veces los subdrenes se diseñan para que recolecten agua solamente en el sector cercano a la punta interior y se inyecta con un impermeabilizante, la longitud restante de tubo. En esta forma se impide que el agua captada se reinfiltre nuevamente en la trayectoria de salida.

Criterios de diseño de subdrenes de penetración

Para la ubicación de los drenes se recomienda hacer previamente un estudio geotécnico para determinar las características del régimen de aguas subterráneas.

Es importante la ubicación de piezómetros abiertos de control que permitan medir el abatimiento del nivel de agua y dar información al especialista sobre la necesidad o no de colocar más subdrenes.

Debe estudiarse minuciosamente el efecto de construir pocos drenes profundos, a la alternativa generalmente, menos costosa y en ocasiones más efectiva desde el punto de vista de estabilidad del talud, de colocar una densidad mayor de drenes poco profundos.



4.2.4 Drenaje del pavimento

Salvo en el caso de carreteras en terrenos permeables, el drenaje de la capa permeable constituida por la sub-base y/o base, puede proyectarse tanto mediante drenes enterrados como prolongando la capa permeable hasta los taludes de los terraplenes con descarga hacia cunetas o zanjas. Además, deben darse pendientes transversales mínimas a la subrasante.

En los sectores de la carretera en los que el pavimento se asienta sobre una subrasante impermeable, debe evitarse que el agua de lluvia que se presenta por capilaridad o se filtra a través del pavimento, se acumule bajo éste y forme una bolsa de agua que origine su ruptura por el paso del tránsito.

Este problema es mayor cuando la cuneta se coloca a la altura del pavimento y naturalmente tiene que ser revestida.

Las soluciones mas recomendadas para evitar la acumulación del agua son:

- a) Colocación en el sector, bajo el pavimento, una capa drenante que siga la pendiente lateral de la carretera, que se prolonga hasta un lugar con drenaje natural.
- b) Colocación de un subdrén, bajo la berma adyacente a la cuneta, con una tubería perforada de plástico pesada a una profundidad adecuada y que esté de acuerdo al diseño, que recoja el agua que filtra y la lleve al lugar de drenaje natural. (Ver Figura N ° 35).

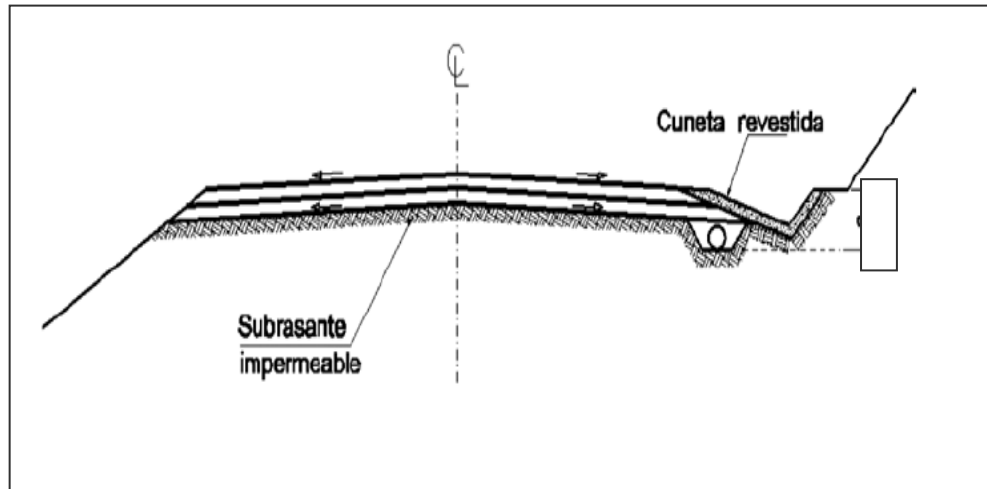


Figura N° 38: Drenaje del pavimento.

4.2.5 Protección del suelo de la explanación contra el agua libre en terreno de elevado nivel freático, llano y sin desagüe.

Cuando haya que construir una carretera en terreno llano y con elevado nivel freático, se estudiará el abatimiento de la napa freática, pudiéndose utilizar alternativamente métodos como zanjas laterales, drenes enterrados, etc. Si no existiera posibilidad de evacuar el sistema de drenaje, se elevará el nivel de la rasante.

Para la elección del material del terraplén, se tendrá en cuenta que su humedad de equilibrio debe disminuir rápidamente con la distancia al nivel freático y que el terraplén se construirá sobre un terreno saturado de agua, sin capacidad para resistir esfuerzos de compactación elevados.

La necesidad de proteger el terraplén mediante la colocación de membranas bituminosas u hojas de plástico, tratando su superficie con sustancias hidrófobas, o utilizando geotextiles, geomembranas o adoptando disposiciones análogas a la indicada en la figura N° 39, dependerá de la naturaleza y estado del terreno y del material disponible para la construcción del terraplén.

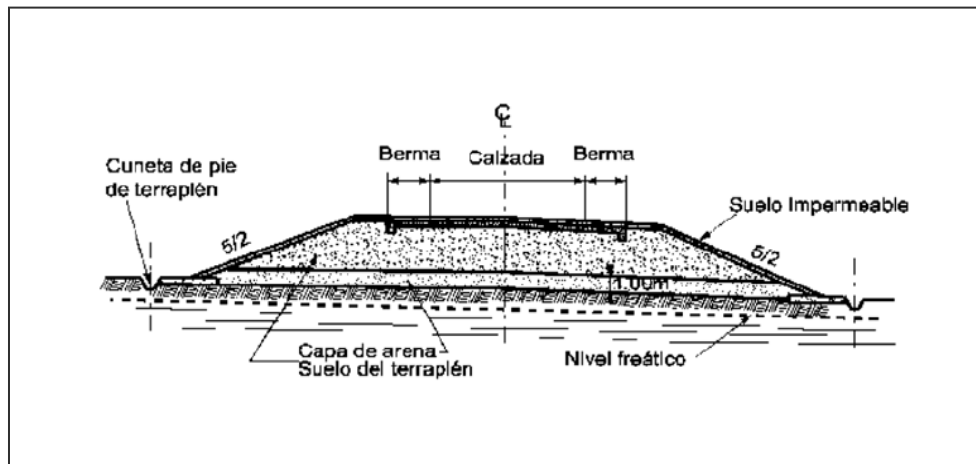


Figura Nº 39: Protección del terraplén.

4.2.6 Protección del suelo de explanación situado bajo la calzada contra los movimiento capilares del agua.

Las diferencias de humedad en el suelo bajo la calzada y bajo las bermas facilitan los movimientos capilares y, al aumentar el contenido de humedad del suelo de la subrasante bajo la calzada, disminuyen su capacidad resistente.

Para evitar esta disminución, las figuraciones del suelo y los asientos diferenciales que con dicho aumento de humedad pueden producirse, deben utilizarse alguna de las siguientes técnicas:

- Colocación de capas drenantes sobre la subrasante para romper el ascenso capilar.
- Impermeabilizar las calzadas y las bermas.
- Establecer una membrana impermeable que impida el movimiento del agua capilar, situándola en un plano más o menos vertical bajo los bordes de la calzada.
- Construir zanjas anticapilares bajo los bordes de la calzada.



Tanto la membrana impermeable como las zanjas anticapilares deberán ejecutarse hasta una profundidad de 1,20 m. bajo la superficie de las bermas. Pueden utilizarse como zanjas anticapilares las que se proyecten para el drenaje del pavimento, cuidando de que el material filtro rompa la continuidad en fase líquida entre el agua situada a un lado y otro de la misma.

4.2.7 Capa drenante

Cuando se eleva el terraplén de la carretera sobre un terreno saturado con agua para evitar que por capilaridad el agua pueda subir a través del terraplén hasta la superficie de rodadura, debe colocarse una capa de material drenante, constituida por gravas y/o arenas.

La capa deberá estar sobre el nivel de referencia más alto de la napa freática del terreno y servirá de anticontaminante a los efectos de romper la capilaridad y drenar la plataforma lateralmente. Se recomienda un espesor mínimo de 0.30 m



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones



CAPÍTULO V ANEXOS

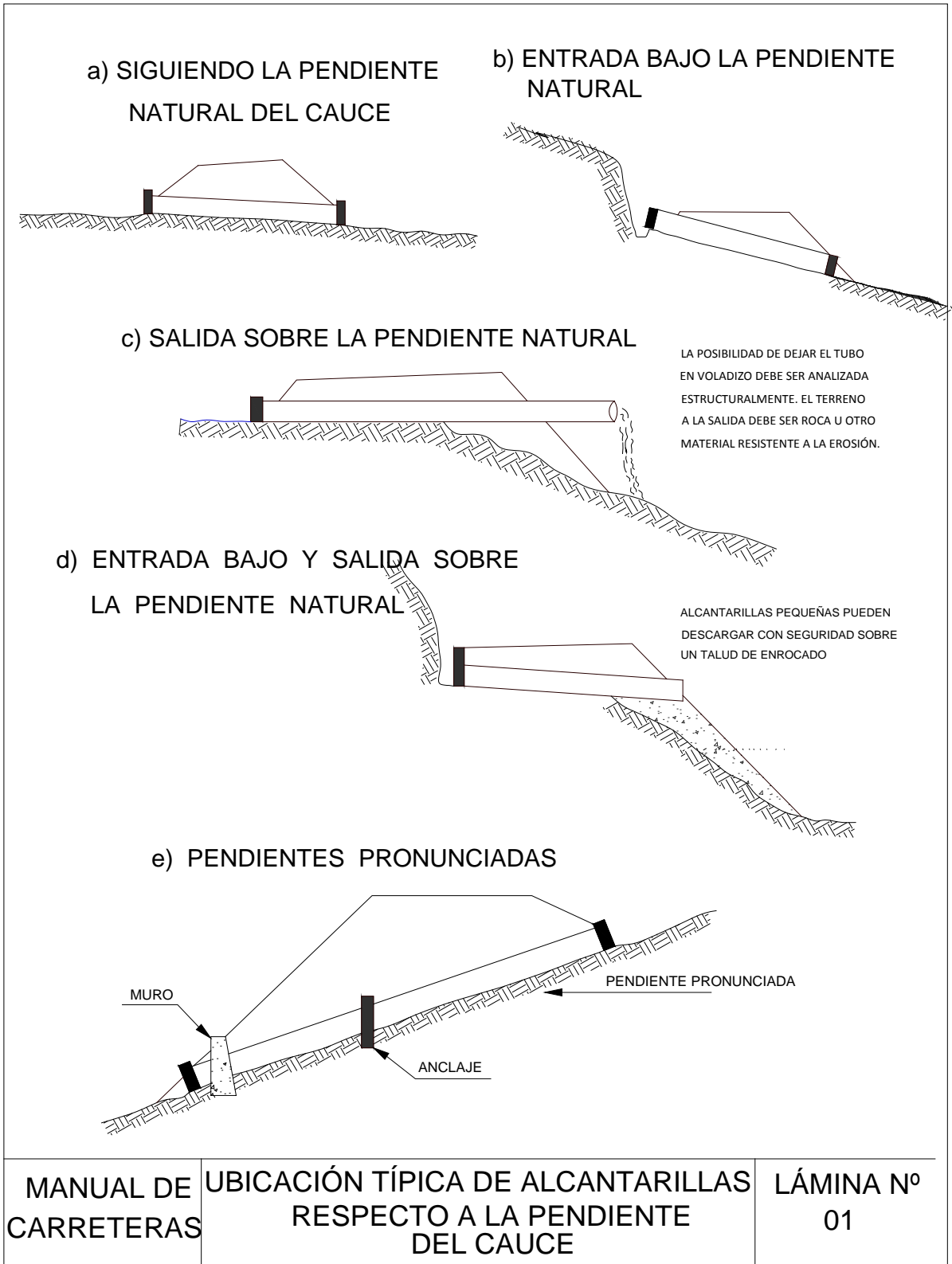




PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

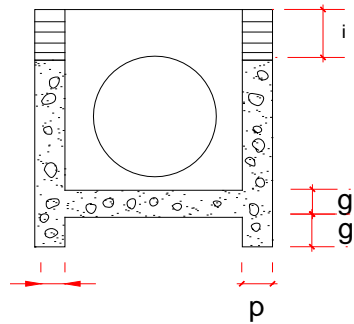
PLANOS





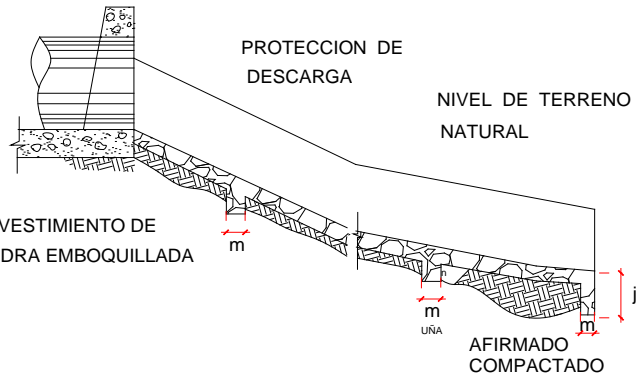
PERÚ

Ministerio de Transportes y Comunicaciones



SECCION B - B

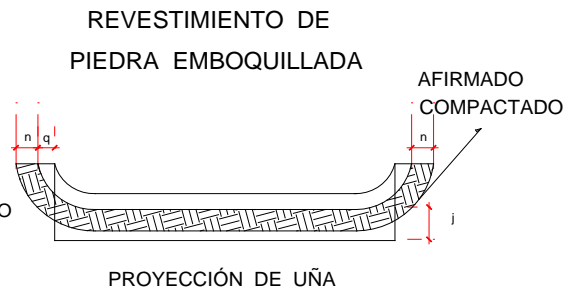
p



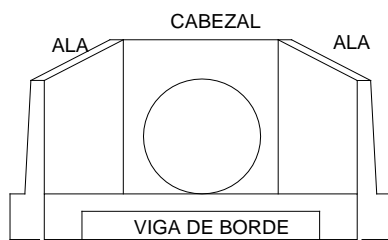
SECCION F - F



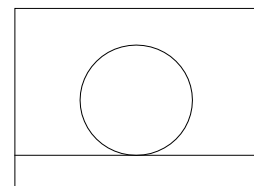
SECCION E - E



SECCION E - E



ELEVACION



ELEVACION

MANUAL DE CARRETERAS

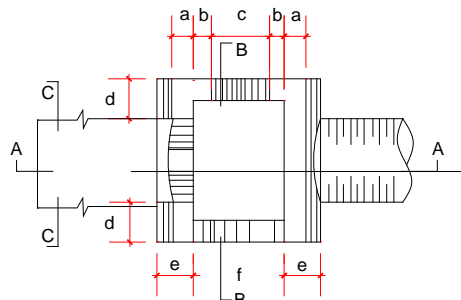
SECCIÓN TÍPICA DE ALCANTARILLA TIPO TMC CON PROTECCIÓN DE ENTRADA Y SALIDA

LÁMINA N° 02

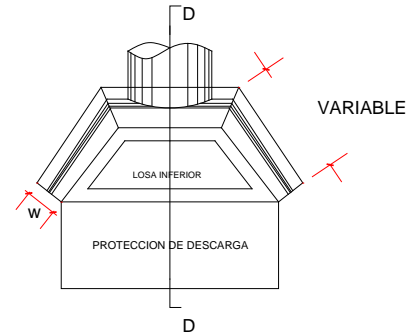


PERÚ

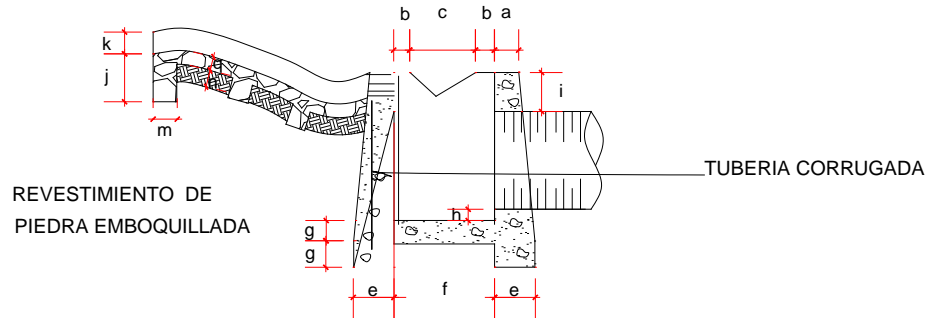
Ministerio de Transportes y Comunicaciones



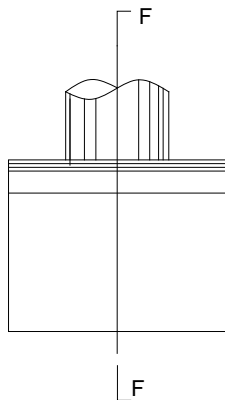
ENTRADA TIPO CAJA RECEPTORA PLANTA



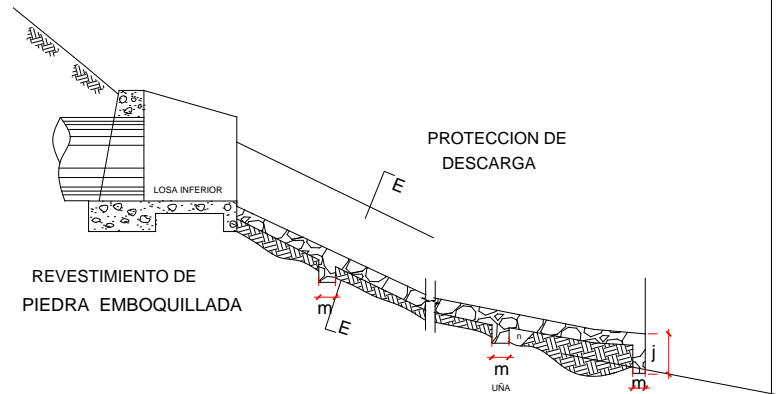
SALIDA TIPO CABEZAL CON ALEROS - PLANTA



SECCION A - A



SALIDA TIPO CABEZAL SIN ALEROS

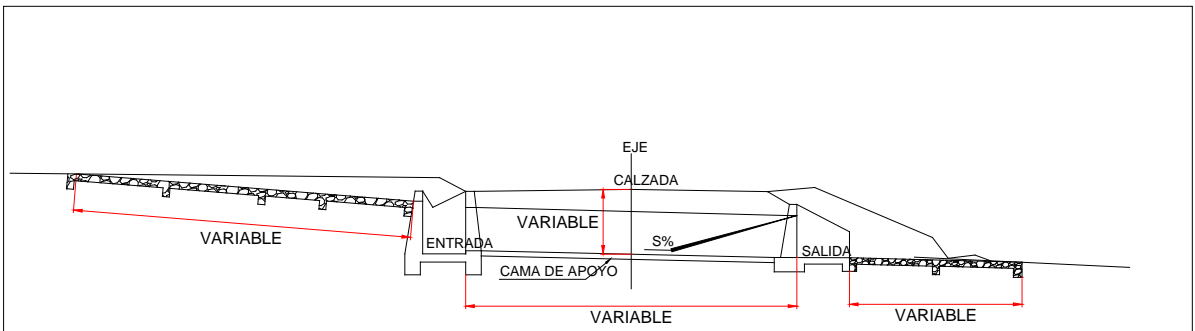


SECCION D - D

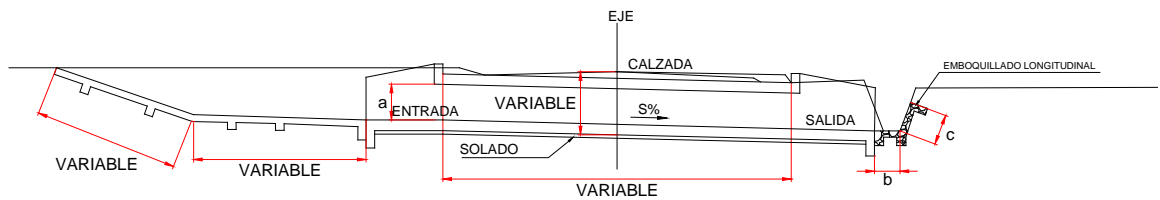
MANUAL DE CARRETERAS

SECCION TÍPICA DE ALCANTARILLA TIPO TMC CON PROTECCIÓN DE ENTRADA Y SALIDA

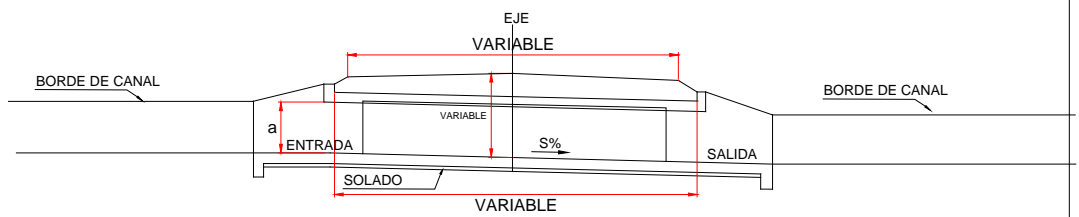
LAMINA N° 02 - A



ALCANTARILLA TIPO TUBERÍA METÁLICA CORRUGADA



ALCANTARILLA TIPO MARCO DE CONCRETO



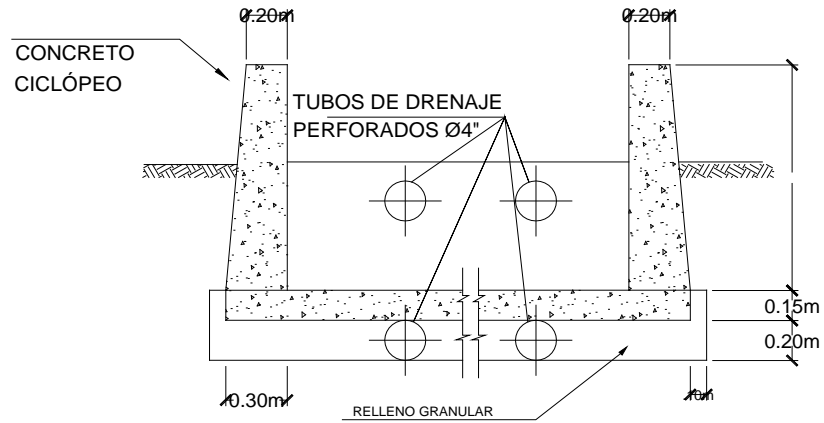
ALCANTARILLA TIPO MARCO DE CONCRETO EN CRUCE DE CANAL DE RIEGO

MANUAL DE CARRETERAS	SECCIONES TÍPICAS DE ALCANTARILLAS CON PROTECCIÓN A LA ENTRADA Y SALIDA	LÁMINA N° 03
----------------------	---	--------------

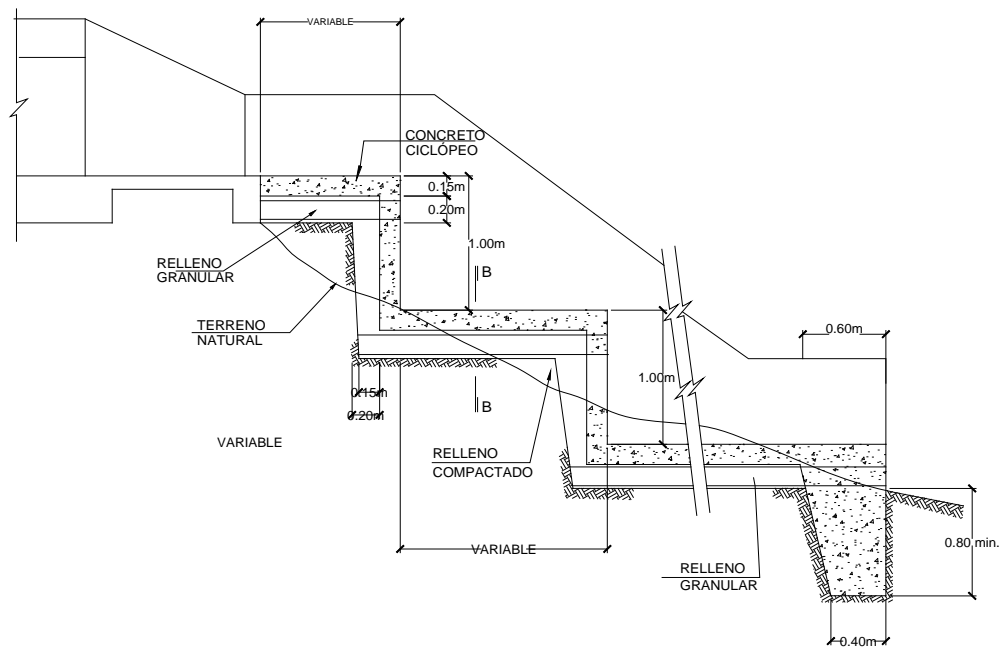


PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones



SECCION B-B



MANUAL DE
CARRETERAS

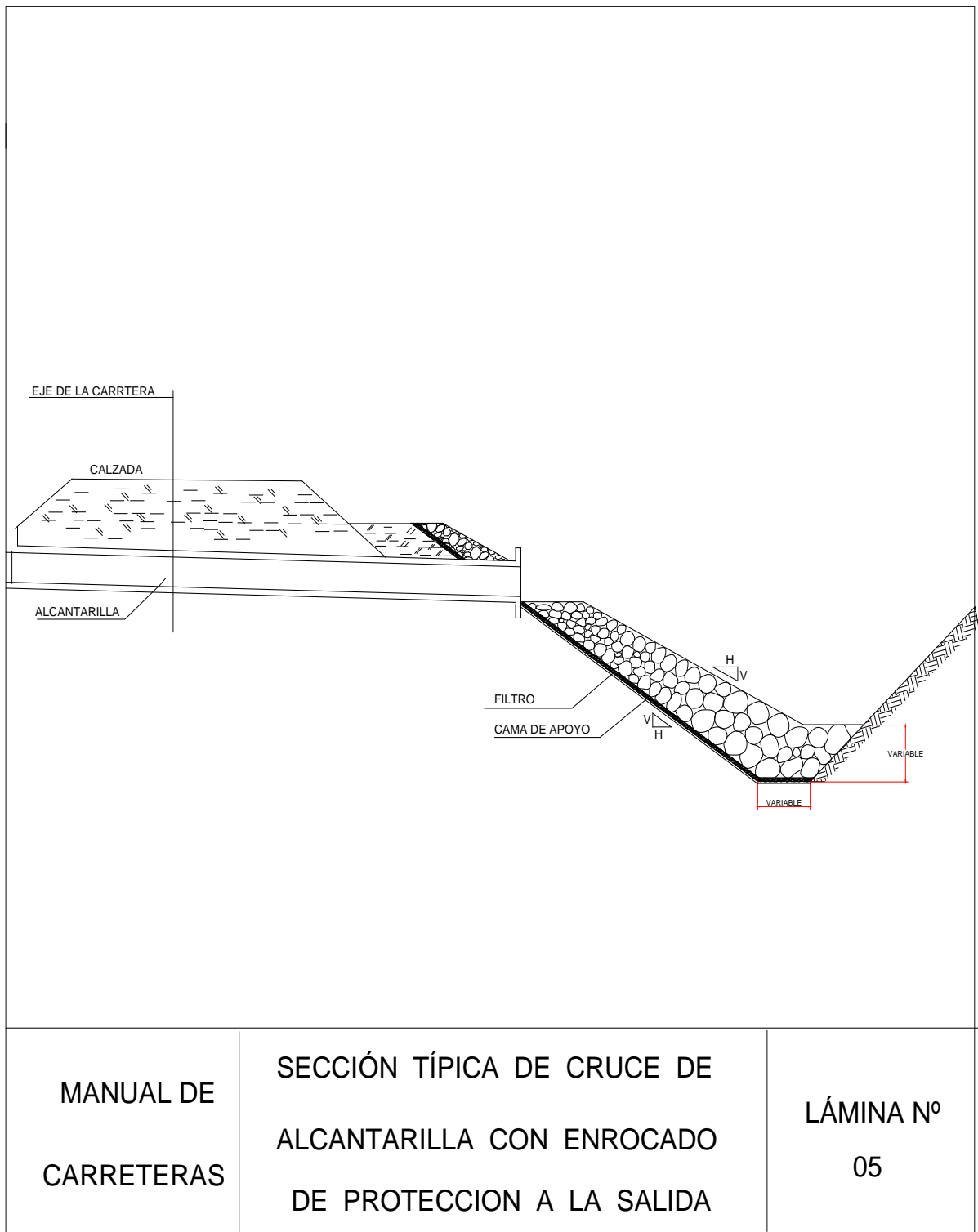
PERFIL LONGITUDINAL Y SECCIÓN TÍPICAS
DE ALIVIADERO CON DISIPADOR DE ENERGÍA
HIDRÁULICA, A LA SALIDA DE ALCANTARILLAS

LÁMINA N°
04



PERÚ

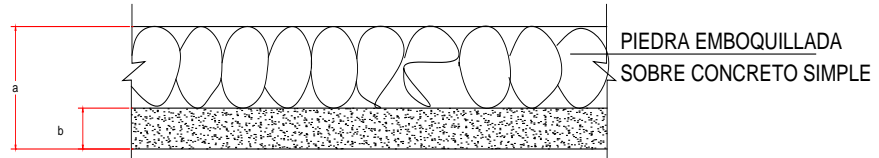
Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones



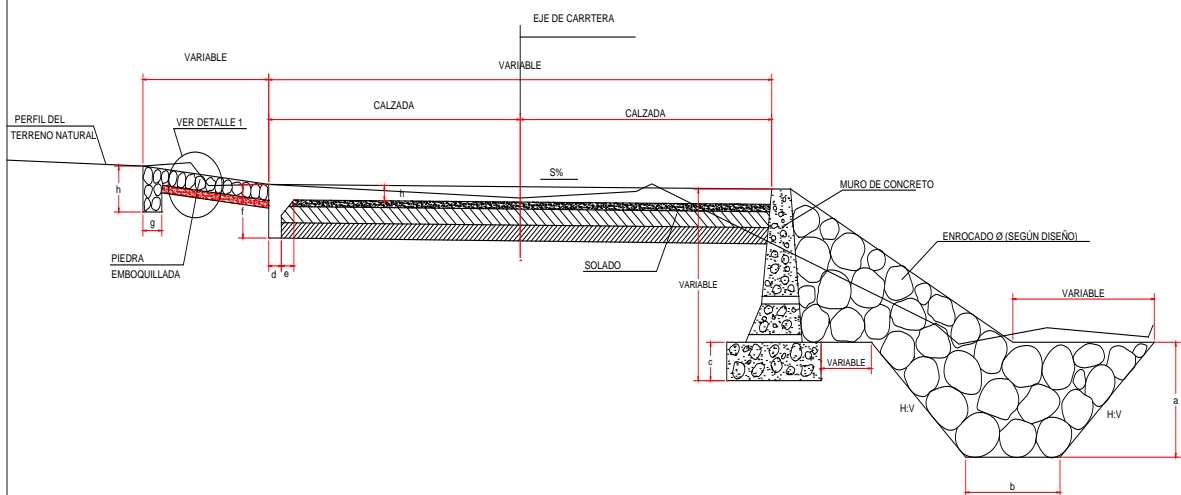


PERÚ

Ministerio de Transportes y Comunicaciones



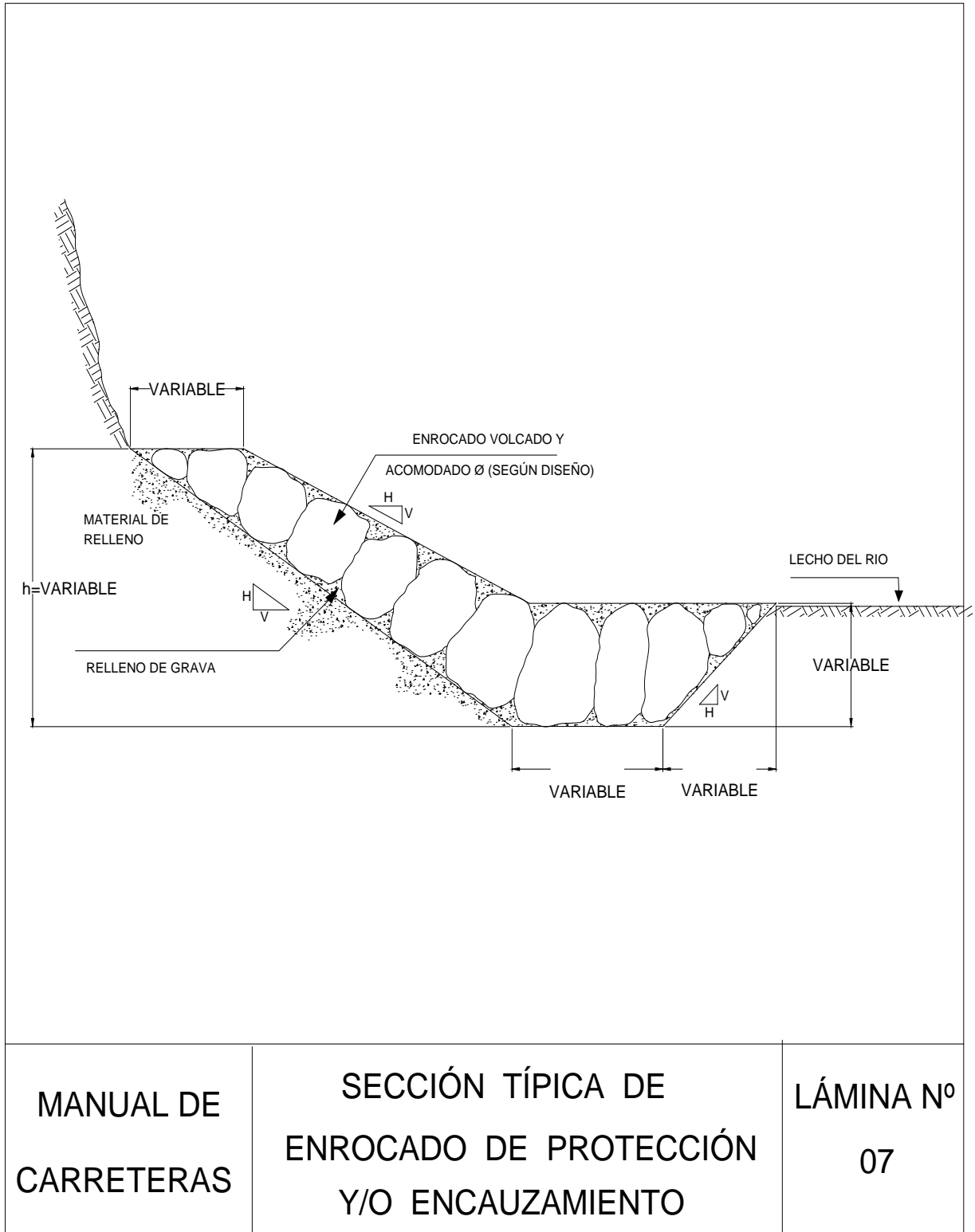
DETALLE 1



MANUAL DE
CARRETERAS

SECCIÓN TÍPICA DE BADÉN
CON PROTECCION
A LA ENTRADA Y SALIDA

LÁMINA N°
06





BIBLIOGRAFIA

- [1] Administradora Boliviana de Carreteras, "Manual de Hidrología y Drenaje".
- [2] Aparicio F. J., Editorial Limusa S.A. de C.V, (1996). "Fundamentos de Hidrología de Superficie".
- [3] Arturo Rocha Felices, 1ra. Edición, Noviembre 1998. "Introducción a la Hidráulica Fluvial".
- [4] Arturo Rocha Felices, (2007). "Hidráulica de Tuberías y Canales".
- [5] Arcement & V. Schneider, US. Geological Survey Water Supply Paper 2339, (1989). "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains".
- [6] Bradley J. N. (1978). "Hydraulics of Bridge Waterways". Hydraulic Design Series N° 1. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. March. Washington.
- [7] Braja M. Das, 4ta. Edición, 2001. "Principio de Ingeniería de Cimentaciones".
- [8] Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W. (1977). "Local Scour around Cylindrical Piers". Journal of Hydraulic Research. Vol 15. N° 3. pp. 211-252.
- [9] Breusers, H. N. C. (1984). "Lectures Notes on Sediment Transport 1". International Course in Hydraulic Engineering. Delft. The Netherlands.
- [10] Brown, S. A. and Clyde, E. S. (1989). "Design of Rip Rap Revetment, HEC-11". FHWA-IP-016, Federal Highway Administration. Washington D. C.
- [11] Chávez, O. A. y Guzmán, F. G. (1987). "Obras de Manejo y Control de Cauces". Seminario de Hidráulica: Obras de Drenaje y Riego por Goteo Universidad del Cauca. Popayán. Colombia.
- [12] Chen, Y. H., and Cotton, G. K. (1986). "Design of Road side channels with flexible linings, HEC- 15". FHWA-IP-86-5, Federal Highway Administration. Virginia.
- [13] Chow V. T. (1982). "Hidráulica de Canales Abiertos". Editorial Diana. México.
- [14] Chow V. T., Maidment D. R. and Mays L. W. (1988). "Applied Hydrology". McGraw-Hill, Inc. New York.
- [15] Ettema, R. (1990). Discussion "Design Method for Local Scour at Bridge Piers". Journal o Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 116. N° 10. October. pp 1290-1293.



- [16] Federal Highway Administration. DP 97. 1995. "Scour Monitoring and Instrumentation – Demonstration Project 97". U.S. Department of Transportation. November. USA
- [17] Federal Highway Administration, DP 98. 1995. "Underwater Evaluation and Repair of Bridge Components". Demonstration Project 98. Department of Transportation. November. USA.
- [18] French R. M., Mc. Graw Hill Co., 1985. "Open Channel Hydraulics".
- [19] German Monsalve Saénz, 2da Edición, 1995. "Hidrología en la Ingeniería".
- [20] HEC-RAS. (1995, 1998) "River Stability Analysis". U. S. Army Corp of Engineers. USA.
- [21] HEC 6. "Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs". U. S. Army Corp of Engineers USA.
- [22] HEC-18 (2001). Evaluating Scour at Bridges. Richardson, E. V. y Davis S. R. Hydraulic Engineering Circular N° 18. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Fourth Edition. Virginia. USA.
- [23] HEC-20 (2001) Stream Stability at Highway Structures. Lagasse, O. F., Schall J. D., Richardson, E. V. Hydraulic Engineering Circular N° 20. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Third Edition. Virginia. USA.
- [24] HEC 20, 2nd Ed, November 1995. "Stream Stability at Highway Structures".
- [25] HEC-23. (2001) Lagasse P. F., Byars M. S., Zevenbergen L. W. and Clopper P. E. "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures" U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Second edition. Washington, D. C. USA.
- [26] Hydraulics Research, Wallengford, England, 1983. "Hydraulics Factors in Bridge Design".
- [27] Higuera, C. H. y Pérez G. (1989). "Socavación en Puentes. Análisis, Prevención y Rehabilitación". Tomos I y II. Ministerio de Obras Públicas y Transporte - Universidad del Cauca. Colombia.
- [28] Juan P. Martin Vide, Alfaomega Grupo Editor, 2003. "Ingeniería de Ríos".
- [29] Juárez Badillo E. and Rico Rodríguez A. (1992). "Mecánica de Suelos". Tomo III. Limusa. Grupo Noriega Editores. México.
- [30] Kuroiwa Zevallos, J. M. y Campaña Toro, R. (2003). "Separatas del Curso Obras Hidráulicas y Desastres Naturales."



- [31] Laursen E. M. (1960). "Scour at Bridge Crossings". Journal of Hydraulics Division. ASCE. Vol. 86. N° 2. February. pp 39-54.
- [32] Laursen, E. M. (1970). "Bridge Design Considering Scour and Risk". Journal of Transportation Engineering. ASCE. Vol. 96. N° TE2. May. pp 149-164. Maccaferri Gabions, 1999.
- [33] Martín V., J. P. (1997) Ingeniería Fluvial. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá.
- [34] Maynord, S. T., Ruff, J. F. y Abt, S. R. (1989). "Riprap Design". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 115. N° 7. July. pp 937-949.
- [35] Maza Alvarez, J. A. (1975). "Diseño de Espigones". Revista de Recursos Hidráulicos Volumen 4. N° 2. México.
- [36] Melville, B. W., 1982. "Field Measurements of Scour Depth using a Portable Gamma Spectrometer". University of Auckland, School of Engineering. Report N 287. July. New Zealand.
- [37] Melville, B. W. and Sutherland, A. J. (1988). "Design Method for Local Scour at Bridge Piers". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 114. N° 10. October. pp 1210-1226.
- [38] Melville, B. W. (1992). "Local Scour at Bridge Abutments". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 118. N° 4. April. pp 615-631.
- [39] Ministerio de Obras Públicas de Chile, (2002). "Manual de Carreteras".
- [40] Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2003). "Manual de Diseño de Puentes".
- [41] Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, (2001). "Manual de Diseño Geométrico de Carreteras".
- [42] Ministério dos Transportes, (1990). "Manual de Drenagem de Rodovias".
- [43] Ministry of Transport and Infrastructure of France, (2007). "Technical Guide Road Drainage".
- [44] Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2008). "Manuales para el Diseño de Carreteras de Bajo Volumen de Tránsito".
- [45] Ponce V.M., Ed. Prentice Hall, USA, 1989. "Engineering Hydrology, Principles and Practices".



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

- [46] Raudkivi, A. J. and Ettema, R. (1983). "Clear Water Scour at Cylindrical Piers". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 109. N° 3. March. Pp 338-350.
- [47] Raudkivi, A. J. (1986). "Functional Trends of Scour at Bridge Piers". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 112. N° 1. January. pp 1-13.
- [48] Richardson E. V., Simons D. B. y Julien P. Y. (1990). "Highways in the River Environment". U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.
- [49] Senamhi, UNI, 1983. "Estudio de Hidrología del Perú, IILA".
- [50] Shen, H. W. y Schneider V. R., (1969). "Local Scour Around Bridge Piers". Journal of Hydraulics Division. ASCE. Vol. 95. N° HY6. November. pp 1919-1940.
- [51] Simons D. B., Senturk F., Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1976. "Sediment Transport Technology".
- [52] Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays, McGraw Hill Interamericana S.A, 1994. "Hidrología Aplicada".



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

GLOSARIO

ACUIFERO

Una o más capas subterráneas de roca o de otros estratos geológicos que tienen la suficiente porosidad y permeabilidad para permitir ya sea un flujo significativo de aguas subterráneas o la extracción de cantidades significativas de aguas subterráneas.

ALTURA LIBRE

Es la distancia vertical entre la cota de aguas máximas o de diseño y el fondo de vigas o cota inferior de la estructura del puente.

ARIDEZ

Condición climática permanente con muy baja precipitación anual o estacional.

CAUDAL

Cantidad de agua que pasa por un punto específico en un sistema hidráulico en un momento o período dado.

CLIMA

Estado normal o medio de la atmósfera para un periodo temporal dado dentro del año y en una posición geográfica dada.

COTA DE AGUAS MÁXIMAS

Es la cota de aguas máximas esperada para el caudal de diseño.

CUENCA HIDROGRÁFICA

La superficie de terreno cuya escorrentía superficial fluye en su totalidad a través de una serie de corrientes, ríos y, eventualmente, lagos hacia el mar por una única desembocadura.

CURVA INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA

Es un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

DATO (DATA)

Una representación de hechos, conceptos, o instrucciones de una manera formalizada susceptible de comunicación, interpretación, o procesamiento ya sea por humanos o por medios automatizados.

DIVISORIA

Es una línea imaginaria que representa el límite entre las cuencas hidrográficas vecinas de dos cursos de agua.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

ESTACION CLIMATOLOGICA

Lugar equipados con instrumental mecánico o digital que requieren la intervención de un operario para obtener datos meteorológicos de precipitación, temperatura, humedad del aire, dirección y velocidad del viento, radiación, evaporación, entre otros, para describir y explicar el clima de una región.

ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Estaciones de registro y medición de la cantidad de precipitación en un lugar determinado.

ESTACIÓN HIDROLÓGICA

Puesto de observación situados sobre cuerpos de agua (ríos, quebradas, embalses, etc.) en donde se miden variables tales como los niveles y caudales. Adicionalmente en algunas estaciones se miden los sedimentos en corrientes y puntos estratégicos.

FENÓMENO EL NIÑO

Es el calentamiento anómala de la temperatura del agua del Pacífico Oriental, que repercute en el clima mundial.

FENÓMENO DE LA NIÑA

Lo contrario al niño, es el enfriamiento cíclico de la temperatura del agua del Pacífico Oriental, que repercute en el clima mundial.

FISIOGRAFÍA

Relieve o geomorfología del lugar de estudio.

GRANIZADA

Precipitación de partículas de hielo (granizos), transparentes o parcial o totalmente opacas, en general de forma esferoidal, cónica o irregular, cuyo diámetro varía generalmente entre 5 y 50 mm que caen de una nube separadas o aglomeradas en bloques irregulares.

HEC-HMS

Sistema de modelamiento desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), que permite simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

HEC- RAS

Es un Sistema de modelamiento desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), que permite simular la respuesta que tendrá el flujo de agua a través de los ríos naturales y de otros canales.

**HIDROGRAMA**

Gráfico que permite ver el comportamiento del caudal acumulado durante la tormenta a través del tiempo de la misma.

HIDROGRAMA UNITARIO

Es un método lineal propuesto por Sherman en 1932, es un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg).

HIDROGRAMA SINTÉTICO

Es un hidrograma sintético que se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

HIETOGRAMA

Gráfico que permite conocer la precipitación de un lugar a través del tiempo de la tormenta.

INDICADOR

Variables que muestran, resumen o identifican datos o que hacen visible o perceptibles fenómenos de interés y permiten cuantificar, cualificar, medir y comunicar de forma agregada una información relevante.

INTENSIDAD

Es la tasa temporal de precipitación , es la profundidad por unidad de tiempo (mm/h).

ISOTERMAS

Son líneas o curvas que representan el mismo valor de la temperatura, permiten trazar mapas, y ver su comportamiento.

ISOYETAS

Son líneas o curvas que representan el mismo valor de la precipitación, permiten trazar mapas, y ver su comportamiento.

LLUVIA

Precipitación de partículas de agua líquida en forma de gotas de diámetro superior a 0.5 mm, o de gotas más pequeñas y muy dispersas.

LUZ DEL TRAMO

Es la distancia comprendida entre ejes de estribos, en el caso de puentes de un tramo, o entre ejes de estribo y pilar y/o entre ejes de pilares, en el caso de puentes de más de un tramo. En el caso de puentes de un solo tramo, la luz y la longitud del puente son iguales.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

LUZ DE CÁLCULO

Es la longitud que se utiliza para el cálculo de la estructura y/o elementos estructurales y se mide, generalmente entre centros de apoyo del elemento estructural materia de cálculo.

METODO RACIONAL

Método que estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca.

MODELO DE DISTRIBUCION

Arquetipo digno de ser utilizado o imitado y que se toma como pauta a seguir.

NEVADA

Precipitación de cristales de hielo aislado o aglomerado que cae de una nube.

NUMERO DE CURVA

Son números que han sido determinados y tabulados por el Soil Conservation Service, con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra.

PARÁMETRO

Es un elemento descriptivo de una variable o una característica numérica de la misma (media, mediana, varianza, rango, etc.).

PERIODO DE RETORNO

Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico o precipitación, es igualado o superado una vez cada " t " años.

PIEZÓMETRO

Es un tubo sellado longitudinalmente, abierto por su parte inferior de modo que pueda intercambiar agua con el acuífero, y abierto a la atmósfera por su parte superior. Es un instrumento necesario para las mediciones de campo.

PRECIPITACION

Caída de un conjunto de partículas, con formas de lluvia, llovizna, nieve, nieve granulada, granizo y gránulos de hielo.

RECURSOS HIDRICOS NATURALES

Son los recursos de agua totales que fluyen en los ríos y acuíferos en un intervalo de tiempo (generalmente un año) como representación del promedio o valor correspondiente a una probabilidad dada.

RIESGO

Probabilidad o proximidad de una ocurrencia de un evento que provoque un daño o peligro.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

RIESGO POTENCIAL

Es la probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente perjudicial, fenómeno o actividad que pueda causar la pérdida de vidas, daños a la propiedad, ruptura social y económica o degradación medioambiental.

SEQUÍA

La sequía es un rasgo recurrente del clima que se caracteriza por la escasez temporal de agua.

SITUACIÓN DE RIESGO

Es la acción de poner en situación de riesgo a bienes o personas que son vulnerables a ese riesgo. Puede cuantificarse como las pérdidas esperadas debido a un tipo de riesgo potencial en un ámbito territorial dado y en un período de referencia (riesgo potencial * vulnerabilidad = situación de riesgo).

SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)

Agencia federal de estados Unidos que trabaja en asociación con el pueblo americano para conservar y mantener los suelos y recursos naturales.

SUBCUENCA

La superficie de terreno cuya escorrentía superficial fluye en su totalidad a través de una serie de corrientes, ríos y, eventualmente, lagos hacia un determinado punto de un curso de agua (generalmente un lago, embalse o una confluencia de ríos).

TIEMPO ATMOSFÉRICO

Es el estado de la atmósfera para un período breve de tiempo en un lugar geográfico particular.

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida.

VARIABLE

Es una propiedad o elemento que puede tomar valores