

**REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE
PUENTES DE REPÚBLICA
DOMINICANA**

**UNIDAD I
INGENIERÍA BÁSICA**

**Ministerio de Obras Públicas y
Comunicaciones
República Dominicana**

TABLA DE CONTENIDO

TÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES	4
CAPÍTULO I OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	4
TITULO II ESTUDIOS TOPOGRAFICOS	11
CAPITULO I OBJETIVOS Y ALCANCES	11
CAPITULO II INSTRUMENTACIÓN	12
CAPITULO III DOCUMENTACIÓN.....	13
TITULO III ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA	13
CAPITULO I ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTES SOBRE CAUCES Y LLANURAS DE INUNDACIÓN.....	13
CAPITULO II CLIMATOLOGIA.....	14
CAPITULO III HIDROLOGIA	14
SECCIÓN 1 ASPECTOS GENERALES.....	14
SECCIÓN 2 PERÍODO DE RETORNO PARA DISEÑO	15
SECCIÓN 3 ANALISIS DE REGISTROS FLUVIOMÉTRICOS Y PLUVIOMÉTRICOS	16
SECCIÓN 4 AJUSTE GRÁFICO DE CURVA DE FRECUENCIA	16
SECCIÓN 5 METODO REGIONAL DEL GEOLOGICAL SURVEY DE LOS ESTADOS UNIDOS (USGS).....	16
SECCIÓN 6 METODO REGIONAL DE MOMENTOS PONDERADOS POR PROBABILIDAD ...	17
SECCIÓN 7 METODO RACIONAL	17
SECCIÓN 8 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO.....	17
SECCIÓN 9 METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR DEL SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS).....	17
CAPITULO IV DRENAJE DEL CAUCE PRINCIPAL Y PLANICIES DE INUNDACIÓN.....	17
SECCIÓN 1 ASPECTOS GENERALES.....	17
SECCIÓN 2 INFORMACIÓN DEL SITIO	18
SECCIÓN 3 FLUJO EN CAUCES NATURALES	18
SECCIÓN 4 CONTRACCIÓN EN PUENTES.....	25
CAPITULO V EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES.....	26

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 1 SOCAVACIÓN LOCALIZADA EN PILAS.....	26
SECCIÓN 2 SOCAVACIÓN LOCALIZADA EN ESTIBOS DE PUENTES Y ESPIGONES	31
SECCIÓN 4 SOCAVACIÓN GENERAL DEL CAUCE.....	34
CAPITULO VI ALCANTARILLAS COMO OBRAS DE ALIVIO	36
CAPITULO VII DRENAJE DEL TABLERO DEL PUENTE	36
SECCIÓN 1 CRITERIOS DE DISEÑO	36
SECCIÓN 2 BAJADAS DE AGUA Y SISTEMAS COLECTORES	36
CAPITULO VIII INTERRELACIÓN CON LOS ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS.....	37
CAPITULO IX INFORMACIÓN DE APOYO	37
CAPITULO X DOCUMENTACIÓN REQUERIDA.....	38
TITULO IV ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	38
CAPÍTULO I ESTUDIOS GEOLÓGICOS	38
SECCIÓN 1 OBJETIVOS Y ALCANCE	38
CAPÍTULO II ESTUDIOS GEOTÉCNICOS	39
SECCIÓN 1 OBJETIVOS Y ALCANCES	39
SECCIÓN 2 REGLAMENTACION A UTILIZAR Y NECESIDAD DE INFORMACIÓN.....	39
CAPÍTULO III PUNTOS DE EXPLORACIÓN Y UBICACIÓN DE LOS MISMOS	40
CAPÍTULO IV INFORME GEOTECNICO.....	42
TITULO V ESTUDIO SÍSMICO	42
CAPITULO I PROCEDIMIENTO PARTICULAR DE SITIO	42
CAPITULO II DOCUMENTACION.....	44
TITULO VI ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO.....	44
CAPITULO I OBJETIVOS, ALCANCE Y DOCUMENTACIÓN	44
TITULO VII CLASIFICACION DE PUENTES.....	45
CAPITULO I CLASIFICACION DE PUENTES	45

TÍTULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

CAPÍTULO I

OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Artículo 1. OBJETIVO. Establecer los requisitos mínimos que se deberán cumplir para la realización de los estudios previos para el diseño de puentes viales tanto fijos como móviles.

Artículo 2. CAMPO DE APLICACIÓN. Este reglamento será de aplicación para todos los proyectos de puentes a ser construidos en el Territorio Nacional.

Artículo 3. ALCANCE. La Unidad I de la Reglamentación de Puentes, hace referencia a los estudios a realizar de forma previa al diseño de puentes vehiculares. Estos estudios proveen información esencial para definir las principales características del puente tales como longitud, ubicación, altura libre, sección transversal, protección contra inundaciones, entre otras.

Artículo 4. DEFINICIONES. Para los fines de este reglamento se emplearán los siguientes términos:

1. **Acceso.** Entrada o paso al puente
2. **Acero.** Aleación de hierro y carbono conteniendo menos de un 1.7 % de carbono, susceptible de adquirir propiedades muy variadas mediante tratamiento mecánico y térmico.
3. **Acero estructural.** Empleado para las estructuras de construcciones civiles tales como puentes, casas y almacenes, a los cuales se exige buena ductilidad, necesaria no sólo para absorber las puntas de tensión, sino también para poder efectuar fácilmente todas las elaboraciones que implican la deformación plástica del material.
4. **Acueducto.** Puente que proporciona continuidad a una conducción o vía de agua.
5. **Alambre.** Hilo de un metal cualquiera. El alambre laminado, el más grueso, se obtiene por laminación de lingotes o tochos pre laminados y constituye el material de partida para la obtención del alambre fino por estiramiento.
6. **Anclaje.** Enlace de las partes de una construcción mediante elementos metálicos (tirantes, pernos, anclas, etc.) que aseguran la inmovilidad del conjunto.
7. **Aparejo.** Forma o modo en que aparecen colocados los ladrillos, sillares o mampuestos de un muro, de una bóveda o de cualquier otro elemento de fábrica.
8. **Arcada:** Serie de arcos.
9. **Arcilla.** Sustancia que, empapada en agua, se hace muy plástica. Con frecuencia se halla mezclada con caliza, arena y óxidos metálicos. Es silicato de alúmina hidratado y se utiliza como materia base para la fabricación de los productos cerámicos: ladrillos, bovedillas.
10. **Arco.** Construcción curvilínea que cubre el vano de un muro o la luz entre los pilares. Curvatura de una bóveda.
11. **Áridos.** Materiales pétreos (grava, arena) que se mezclan con agua y cemento para obtener el hormigón.
12. **Armadura.** Estructuras formadas por elementos simples unidos de muy diversas maneras para que las construcciones no se derrumben.

13. **Armazón.** Conjunto de piezas sobre las que se arma algo.
14. **Arriostramiento.** Dispositivo para evitar la deformación y el derrumbamiento de las armaduras de vigas, por medio de riostras, tornapuntas o bridas ensambladas.
15. **Articulación.** Unión móvil de dos partes de una estructura.
16. **Ataguías.** Recintos estancos que sirven para excavar en seco dentro de ellos, cuando la cota de cimentación está por debajo del nivel del agua.
17. **Barra.** Elemento de la estructura que está sometido a compresión.
18. **Caballete.** Bastidor que soporta un viaducto.
19. **Cable de alambre.** El que se hace de hilos de alambres torciéndolos en espiral.
20. **Cajones.** Son recintos en cuyo interior se va excavando, pero en este caso el recinto forma parte de la cimentación.
21. **Calzada.** Parte del puente especialmente dispuesta y preparada para el tráfico y circulación de vehículos.
22. **Carga.** Fuerzas aplicadas directamente sobre las estructuras y que son la causa de sus posibles movimientos y deformaciones.
23. **Carga de ensayo.** Peso considerable repartido sobre un puente, para probar su solidez antes de abrirlo al tráfico.
24. **Cartela.** Elemento estructural donde se unen (soldadura, roblonado, atornillado) las barras formando un nudo.
25. **Celosía.** Enrejado de madera o metálico.
26. **Cemento.** Conjunto de sustancias pulverulentas capaces de formar con el agua pastas blandas que se endurecen espontáneamente al contacto del aire o del agua, y sirven para formar bloques o para unir los elementos de la construcción.
27. **Cercha.** Estructura articulada plana. Están contenidas en un solo plano, en el cual se encuentran también todas las cargas aplicadas. Frecuentemente se utilizan por parejas para sostener puentes.
28. **Chapa.** Placa metálica plana de espesor entre 3 y 20 mm, obtenida por laminación en frío o en caliente, y de superficie por lo común lisa, o que presenta a veces relieves, estrías.
29. **Cimientos.** Elementos de los puentes formados por las rocas, enormes masas de hormigón armado (zapatas), terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas. Éstos transmiten las tensiones a los cimientos que a su vez las disipan en el terreno circundante.
30. **Clave.** Piedra central (dovela) con que se cierra un arco. También se conoce como piedra angular.
31. **Columna.** Pieza arquitectónica, generalmente cilíndrica, de mucha mayor altura que diámetro, que sirve para sostén y apoyo o sólo para adorno.
32. **Compresión (esfuerzo de -).** Se produce cuando determinadas fuerzas actúan sobre un cuerpo, aplastándolo o reduciendo su longitud.

33. **Contrapilastra.** Resalto que se hace en el paramento de un muro a uno y otro lado de una pilastra o media columna unida a él.
34. **Corrugado, (hierro -).** Barras de hierro con salientes en aletas o en espiral ("arrugas") para aumentar la adherencia entre acero y hormigón en el hormigón armado.
35. **Diafragma.** Chapa de refuerzo transversal para aumentar la rigidez de los largueros. Mantienen la alineación de los largueros durante la construcción y tienden a equilibrar la distribución transversal de las cargas entre los mismos.
36. **Dovela.** Piedra labrada en forma de cuña, para formar arcos o bóvedas principalmente.
37. **Erosión.** Desgaste, merma que se produce en la superficie de un cuerpo por acción de agentes naturales como la lluvia, viento, sol, o agentes artificiales como la contaminación.
38. **Esfuerzo de compresión.** Se produce cuando determinadas fuerzas actúan sobre un cuerpo, aplastándolo o reduciendo su longitud.
39. **Esfuerzo de torsión.** Los materiales de determinado cuerpo sufren el esfuerzo de torsión cuando las fuerzas que actúan sobre ellos tienden a retrocederlos sobre sí mismos.
40. **Esfuerzo de tracción.** Se produce cuando sobre determinado cuerpo actúan fuerzas que estiran sus materiales. Los cables, cuerdas, hilos, trabajan a tracción.
41. **Espalda.** Superficie superior curvada de la dovela de un arco.
42. **Estribos.** Apoyos del puente situados en los extremos y sostienen los terraplenes que conducen a él.
43. **Extradós.** Superficie convexa y exterior de un arco o bóveda. Línea formada por la parte superior de las dovelas.
44. **Fábrica.** Cualquier construcción o parte de ella hecha con piedra o ladrillo y argamasa.
45. **Fatiga.** Esfuerzo que soporta, por unidad de sección, un cuerpo sometido a fuerzas externas. Disminución de resistencia de un material sometido a la acción de tensiones variables.
46. **Flector, (momento -).** Para una sección transversal de una pieza sometida a flexión, suma algebraica de los momentos de todas las fuerzas que actúan sobre la sección, a un mismo lado de ésta.
47. **Flecha.** Altura que desciende la fibra neutra de una pieza horizontal sometida a una carga transversal. Altura de la clave de un arco o bóveda sobre la línea de los arranques.
48. **Flexión.** Una pieza experimenta tensiones de flexión cuando está sometida a fuerzas externas que se ejercen en sentido transversal a su longitud.
49. **Forjado.** Entramado.
50. **Fundición.** Aleación de hierro y carbono con una proporción entre un 1.76 % y un 6.67 % de carbono.
51. **Galvanizado.** Baño de cinc fundido dado a un alambre, plancha de hierro, etc., para que no se oxide.
52. **Gárgola.** Caño vistoso de tejado o fuente.

53. **Granito.** Roca cristalina formada por cuarzo, feldespato y mica, de color gris, blanco, ceniciento, rosado o verdoso. Presenta notable resistencia, es duro, estable y raramente es defectuoso.
54. **Grava.** Piedra machacada con que se cubre y allana el piso de los caminos.
55. **Hierro.** Cuerpo simple, metal dúctil, maleable y muy tenaz, de color gris azulado, y el más útil en la industria y en las artes.
56. **Hierro corrugado.** Barras de hierro con salientes en aletas o en espiral ("arrugas") para aumentar la adherencia entre acero y hormigón en el hormigón armado.
57. **Hierro forjado:** Hierro obtenido por el procedimiento de forja (pequeño horno en el que no llegaba a producirse la fusión del mineral). Su producto era una masa pastosa, que tenía que ser mejorada y conformada a través de golpes (forjar).
58. **Hierro fundido.** Piezas que se obtienen vertiendo el hierro líquido en moldes.
59. **Hierro laminado.** Obtenido al hacer pasar el lingote entre rodillos comprimiendo el material y dándole su forma definitiva. El tratamiento normal es la laminación en caliente.
60. **Hilo.** Alambre muy delgado que se extrae de algunos metales. Agrupado de distintas formas se obtienen los cables.
61. **Hormigón.** Piedra artificial, más concretamente un conglomerado, formado por grava y arena mezcladas con un conglomerante hidráulico, el cemento, que endurece al mezclarse con el agua. El hormigón ofrece una resistencia a la compresión que a veces supera la de las piedras naturales; pero tiene escasa resistencia a la tracción.
62. **Hormigón armado.** Estructura mixta constituida por hormigón ordinario y una serie de barras de hierro tales que hacen a la estructura resistente también a la tracción. Las barras de hierro (armadura) se disponen oportunamente en las zonas del hormigón sometidas a esfuerzos de tracción.
63. **Hormigón pretensado.** Tipo de hormigón donde se modifica el estado de tensión de la estructura imponiendo a priori un estado de deformación independiente de las cargas externas que actuarán sobre esa estructura puesta en obra.
64. **Imposta.** Hilada de sillares, sobre la cual se asienta un arco.
65. **Infraestructura.** Conjunto de un puente formado por los cimientos, los estribos y las pilas que soportan los tramos.
66. **Intradós.** Línea de intersección del sofito (superficie inferior curvada de la dovela) y del plano longitudinal de un arco.
67. **Junta.** Separación entre dos elementos contiguos. Las juntas deberán ser capaces de absorber las dilataciones de las superficies que separan para evitar deformaciones y esfuerzos en la estructura.
68. **Laminado.** Proceso de conformado de los metales que se puede realizar en caliente o en frío. Consiste en hacer pasar un material por dos rodillos de igual velocidad periférica pero con sentido de rotación diferente, siendo la distancia entre las periferias de los rodillos menores que el espesor de la pieza a laminar.
69. **Larguero.** Palo o barrote puesto a lo largo de una obra de carpintería.
70. **Luz.** Distancia horizontal entre los apoyos de un arco o entre pilas contiguos de un puente.

71. **Ménsulas.** Grandes escuadras colocadas a ambos lados de la orilla de un río y sobre las cuales se apoya un puente.
72. **Momento flector.** Para una sección transversal de una pieza sometida a flexión, suma algebraica de los momentos de todas las fuerzas que actúan sobre la sección, a un mismo lado de ésta.
73. **Ojo.** Espacio entre dos pilares contiguos de un puente. Hueco que se realiza en los puentes arcos, en la vertical de los pilares entre dos arcos, para evacuar más agua en las riadas.
74. **Palastro.** Hierro laminado.
75. **Pandeo.** Deformación que se produce en una estructura que soporta fuerzas de compresión excesivas y los soportes son demasiado delgados o débiles para soportar el esfuerzo.
76. **Parapeto.** Pared o baranda que, para evitar caídas, se coloca a los lados de un puente.
77. **Pasarela.** Puente ligero, para uso exclusivo de peatones.
78. **Péndola.** Varilla vertical que sostiene el piso de un puente colgante.
79. **Pilar.** Especie de pilastra que se pone aislada en los edificios, para sostener algo.
80. **Pilas.** Apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos.
81. **Pilastra.** Columna cuadrada.
82. **Pilote.** Estaca que penetra hasta alcanzar estratos más resistentes para consolidar los cimientos en obras hidráulicas o terrenos muy débiles, trasladando las cargas (del puente) a terrenos más profundos.
83. **Placa.** Lámina, plancha o película que se forma o está superpuesta en un objeto
84. **Plancha.** Lámina delgada de cualquier metal.
85. **Pluma.** Brazo largo de la grúa.
86. **Puente.** Construcción de material resistente, que enlaza ambas orillas de un río, foso, sima o similares, para permitir el paso de vehículos o personas.
87. **Puente atirantado.** Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándole una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos.
88. **Puente basculante.** Estructura que gira alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyo (se incluyen los puentes levadizos).
89. **Puente cantiléver.** Adecuados para tramos muy largos, están formados por dos vanos simétricos, llamados brazos, que se proyectan desde las pilas hacia el centro, y cuyos extremos se unen mediante vigas simplemente apoyadas y que se anclan en los lados simétricamente opuestos, mediante los vanos de anclaje, para sostener los extremos de dos tramos suspendidos.
90. **Puente colgante.** Está formado por un tablero sostenido mediante tirantes o vigas de celosía de dos o más cables que se apoyan en la cúspide de torres levantadas sobre las pilas y que se anclan por sus extremos a los pilares de sujeción. El puente colgante es, igual que el arco, una estructura que resiste gracias a su forma; en este caso salva una determinada luz

mediante un mecanismo resistente que funciona exclusivamente a tracción, evitando gracias a su flexibilidad, que aparezcan flexiones en él.

91. **Puente de arco.** Estructura que permite salvar grandes luces con pequeñas curvaturas.
92. **Puente de caballetes.** Viaductos o puentes de caballetes son los que constan de varios tramos, generalmente en forma de arco. El término se aplica tanto a las fábricas sencillas como a las monumentales. Los caballetes en que se apoyan los viaductos tienen la misma función que las pilas: soportan las cargas verticales y laterales, pero están contruidos en un solo plano con pilotes derechos o inclinados. También pueden estar compuestos por miembros armados en forma de viga de celosía.
93. **Puente de desplazamiento horizontal.** El puente se desplaza longitudinalmente sobre rodillos, avanzando o retrocediendo en voladizo libre hasta llegar al apoyo de la otra orilla. La mayoría de los puentes actuales de desplazamiento horizontal son flotantes.
94. **Puente de desplazamiento vertical.** Son tableros simplemente apoyados, cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que requiere el gálibo de navegación.
95. **Puente de armadura rígida.** Se aúna la estructura de los puentes de placa con la de los puentes de viga, formando construcciones monolíticas de gran utilidad en cruces de carreteras y ferrocarriles. Se construyen de hormigón armado o pretensado, o mixtos de acero y hormigón.
96. **Puentes de largueros.** Son los puentes de vigas o viguetas que no utilizan pilas intermedias. Se llaman simples para diferenciarse de los continuos.
97. **Puente de placas.** Está formado por planchas de hormigón armado (luces < 10 m) o pretensado (luces < 12 m) que salvan la distancia entre estribos o pilas.
98. **Puente de pontones.** Consisten básicamente en un tablero apoyado sobre una serie de elementos flotantes que sirven para mantenerlo en una situación más o menos fija.
99. **Puente de tablero inferior.** Cuando el tablero se sitúa entre las armaduras.
100. **Puente de tablero superior.** Cuando el piso va apoyado en la parte superior de los órganos principales.
101. **Puente de viga de celosía.** Es un puente de viga compuesta para grandes luces (mayor de 40 m). Las vigas de celosía, al igual que las de hormigón armado o pretensado también se utilizan para los llamados puentes continuos, en los que la superestructura rígida se apoya en tres o más pilas, lo que permite salvar grandes luces.
102. **Puente de viga simple.** Está constituido por una serie de vigas paralelas, separadas de 1.2 a 1.5 m, colocadas entre los estribos y que sostienen sobre sus alas superiores el piso de la calzada.
103. **Puente ferroviario.** Puente situado en una vía férrea.
104. **Puente giratorio.** La plataforma gira alrededor de un eje vertical, situado en una pila central. Los brazos de la plataforma pueden ser iguales o desiguales. Este tipo de puente se utiliza para pequeñas luces, y tiene el inconveniente de requerir gran espacio libre horizontal para su maniobra.
105. **Puente levadizo.** Tienen parte del tablero formado por una o dos estructuras móviles con el eje de giro horizontal situado en el extremo del tramo a levantar.

- 106. Puente transbordador.** Consiste en una viga fija, situada a la altura requerida por el gálibo, de la que cuelga una plataforma móvil, generalmente mediante cables, que transporta los vehículos de una orilla a la opuesta.
- 107. Puentes fijos.** Puentes permanentes.
- 108. Puentes viales.** Puentes para el tránsito de una carretera ordinaria.
- 109. Remache.** Clavija de hierro o de otro metal, utilizado como elemento de unión de piezas metálicas, cuya punta se remacha.
- 110. Riostras.** Piezas que se colocan oblicuamente y aseguran la invariabilidad de forma de una estructura.
- 111. Roblón.** Clavija de hierro o de otro metal, utilizado como elemento de unión de piezas metálicas, cuya punta se remacha. Las piezas de la torre Eiffel están roblonadas.
- 112. Rotura.** Cuando los elementos estructurales sufren la acción de fuerzas con intensidad mayor a la que su resistencia es capaz de soportar, se produce la rotura o la deformación definitiva. La rotura de un material depende de su límite de elasticidad.
- 113. Sección.** Dibujo o croquis que representa la vista de un cuerpo cualquiera si hubiese sido cortado por un plano determinado.
- 114. Sofito.** Superficie inferior curvada de la dovela de un arco. Plano inferior del saliente de un cuerpo en voladizo.
- 115. Soldadura.** Método de unión de piezas metálicas que se realiza mediante presión y/o calor.
- 116. Superestructura.** Conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes de un puente.
- 117. Tablero.** Piso del puente. Soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a estribos y pilas, que, a su vez, las hacen llegar a los cimientos, donde se disipan en la roca o terreno circundantes.
- 118. Tensión.** Fuerza que impide separarse unas de otras a las partes de un cuerpo cuando se encuentra en dicho estado.
- 119. Terraplén.** Macizo de tierra con que se llena un vacío o que se levanta para hacer una defensa o un camino.
- 120. Tímpano.** Espacios situados entre el extradós y el tablero de un puente de arco.
- 121. Tirante.** Se suele denominar así, al elemento de una armadura sometido a un esfuerzo de tracción.
- 122. Torre.** Pilar de considerable altura utilizado en los puentes sustentados por cables de donde se sujetan éstos.
- 123. Torsión (esfuerzo de -).** Los materiales de determinado cuerpo sufren el esfuerzo de torsión cuando las fuerzas que actúan sobre ellos tienden a retrocederlos sobre sí mismos.
- 124. Tracción (esfuerzo de -).** Se produce cuando sobre determinado cuerpo actúan fuerzas que "estiran" sus materiales. Los cables, cuerdas, hilos, trabajan a tracción.
- 125. Tramo.** Amplitud longitudinal del arco.

- 126. Vano.** Parte del muro o fábrica en la que no hay apoyo para el techo o bóveda.
- 127. Viaducto.** Puente que salva desniveles amplios o profundos, para una vía férrea o carretera.
- 128. Viento.** Cuerda o alambre que se ata a una cosa para mantenerla derecha en vertical o para moverla con precisión hacia un lado.
- 129. Viga.** Elemento de construcción de material diverso (madera, hierro, hormigón) que se usa para formar techos y sostener construcciones.
- 130. Zapata:** Estructura de hormigón armado sobre la que se apoya el pilar y cuya función es la de distribuir la elevada carga del pilar sobre una superficie que sea lo más amplia posible.

TITULO II

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

CAPITULO I

OBJETIVOS Y ALCANCES

Artículo 5. OBJETIVOS. El estudio topográfico tiene como objetivo desarrollar una representación del relieve del sitio con curvas de nivel para ubicar la estructura del puente con precisión y para identificar infraestructura u objetos cercanos y localizarlos en el mapa topográfico de acuerdo a un sistema de coordenadas. En particular, los estudios topográficos deberán:

- a) Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- b) Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia y para los efectos en el medio ambiente.
- c) Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- d) Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Artículo 6. ALCANCE. Los estudios topográficos deberán incluir como mínimo lo siguiente:

- a) Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1.00 m y comprendiendo por lo menos 100.00 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- b) Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m (o 0,50 m si no se logra representar bien el relieve del sitio) y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal.
- c) Los planos deberán indicar los accesos del puente así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.
- d) Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y terminación de tramos curvos; ubicación o colocación de Bench Marks (puntos de referencia).

- e) Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente: edificaciones, tuberías, alcantarillas, bocas de registro, límites de propiedades, servicios públicos, líneas de corriente eléctrica, árboles, etc. Indicar el derecho de vía en la zona del proyecto o la propuesta del derecho de vía con las expropiaciones correspondientes.
- f) En el caso de puentes sobre cursos de agua:
1. Además del levantamiento taquimétrico necesario para definir la obra misma, deberán levantarse perfiles longitudinales y transversales del cauce y planicies de inundación en una distancia aguas arriba y debajo de la sección de cruce tales que se representen las características del flujo en condiciones de diseño y verificación.
 2. La magnitud de estas distancias depende en gran medida de las condiciones locales. O sea, del ancho y profundidad del flujo, de la topografía, pendiente y existencia de curvas en el cauce, de la cobertura vegetal o de cualquier otra condición que afecte al flujo. Por esta razón, el proyectista en conjunto con el responsable del relevamiento, deberá evaluar la extensión del relevamiento topográfico necesario y la utilización de información cartográfica disponible.
 3. La extensión mínima de relevamiento exigida, en dirección del eje del cauce, es de 150 metros aguas arriba y 150 metros aguas abajo o entre 1 y 1,5 veces el ancho total del cauce más planicies de inundación.
 4. Deberán realizarse como mínimo 6 secciones transversales, tres aguas arriba y tres aguas abajo. Dos de ellas se realizarán inmediatamente aguas arriba y debajo de la ubicación propuesta para el puente. Otras 2 al finalizar las zonas de medición. Las 2 restantes al medio de las dos ubicaciones anteriores.
 5. Deberá indicarse en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.
 6. Se identificará la ruta sobre la que se construirá el puente y los nombres de las comunidades que se comunican. Además, se identificará el nombre del río.
- g) El nivel de detalle del estudio topográfico puede variar de acuerdo a las características de la zona para ajustarse a las necesidades del proyecto y proporcionar la información adecuada para realizar el diseño. Por ejemplo, si la zona presenta un relieve muy irregular puede ser necesario ampliar el área de estudio o aumentar el nivel de detalle de las curvas de nivel.
- h) El profesional responsable de los trabajos topográficos puede solicitar por escrito una modificación del nivel de detalle de los relevamientos topográficos a realizar siempre y cuando la información relevada provea de los resultados necesarios para realizar un diseño adecuado.

CAPITULO II INSTRUMENTACIÓN

Artículo 7. INSTRUMENTACIÓN. La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos y con la magnitud del área estudiada. En cualquier caso los instrumentos y los procedimientos empleados deberán corresponder a la mejor práctica de la ingeniería.

CAPITULO III DOCUMENTACIÓN

Artículo 8. DOCUMENTACIÓN. La documentación que formará parte de los estudios topográficos será la siguiente:

- a) La topografía de la zona donde se ubicara el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes.
- b) Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.
- c) Si se dispusiera de estudios topográficos previos, de zonas adyacentes o que involucren el área del proyecto, estos deberán ser revisados a fin de verificar la compatibilidad de la información obtenida.
- d) Los planos serán presentados en láminas de formatos apropiados a la magnitud de la obra con escala gráfica, en formato A3 para la revisión y en A1 para la presentación final, excepto cuando las dimensiones de la estructura hagan indispensable el uso de un formato distinto. Los registros digitales serán entregados en CD o DVD, en un formato compatible con los programas especializados que se utilizan en MOPC.

TITULO III ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA

CAPITULO I ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTES SOBRE CAUCES Y LLANURAS DE INUNDACIÓN

Artículo 9. Los puentes sobre cauces de agua deberán permitir, de forma segura, la erogación del caudal de diseño bajo su estructura y a través de las obras de alivio adicionales a ser proyectadas en sitios fuera del cauce principal o llanura de inundación. La erogación del caudal de forma segura se refiere a que, en condiciones de diseño o verificación:

- a) El nivel líquido no deberá invadir la revancha prevista hasta el nivel inferior de las estructuras o fondo de viga o hasta la cota de rasante en el caso de alcantarillas de alivio.
- b) La cota de inundación deberá ser inferior a un valor establecido como límite de afectación por inundación del territorio.
- c) La socavación generalizada y localizada, provocada por la existencia de estas obras, no deberá desestabilizar ni generar profundidades erosivas perjudiciales para el cauce y márgenes en la restitución. Para esto, si fuera necesario, se deberán prever protecciones contra la erosión.
- d) Para el diseño de una obra de cruce de una vía de comunicación con un cauce, tanto las obras de alivio como las del cauce principal, deberán ser diseñadas considerando idénticos niveles líquidos de aguas arriba, de manera de repartir correctamente el caudal erogado.

Artículo 10. Este reglamento indica metodologías de cálculo hidrológico en las que se considera entre sus datos de base la utilización de la información hidrológica adecuada disponible más actualizada al momento de la elaboración de cada proyecto, ya sea valores registrados actualizados de variables hidrológicas, parámetros morfométricos de cuencas, datos de tipo de suelo, cobertura

vegetal de la superficie del terreno y resultados escalados de Modelos de Circulación Global. La base de la nombrada información hidrológica a ser utilizada en la resolución de los proyectos no pertenece a este reglamento.

Artículo 11. Para la definición de los caudales de diseño se deberán utilizar, con criterio conservador, los valores de variables hidrológicas aportados por registros históricos y por resultados escalados de Modelos Climáticos de Circulación General, estos últimos para considerar efectos de cambio climático.

Artículo 12. El diseño de puentes complejos que no puedan ser resueltos adecuadamente con las metodologías indicadas en este reglamento deberán ser abordados en conjunto entre los especialistas que participen del proyecto tanto hidráulico, morfológico fluvial, geólogo, diseñador vial y diseñador estructural. En estos casos, el contenido del reglamento permitirá al Ingeniero proyectista identificar el problema, así como contar con la visión general necesaria para interactuar con los diversos ingenieros especialistas. El organismo jurisdiccional competente podrá exigir, en casos particulares justificados, normas y criterios de diseño más estrictos que los incluidos en este reglamento.

Artículo 13. El proyectista será responsable de los diseños hidráulicos por él ejecutados. No podrá, en consecuencia, desligarse por el sólo hecho de haber seguido las recomendaciones incluidas en este reglamento.

Artículo 14. Las obras de drenaje proyectadas se deberán extender solamente a la franja de expropiación de la carretera. Solamente con la aprobación previa del organismo jurisdiccional competente se podrán abordar proyectos de obras de defensa contra inundaciones, en conjunto con personas o instituciones ajenas al proyecto de la carretera. Tales proyectos deberán estar sustentados por un convenio formal, donde se especifique la magnitud de la participación.

CAPITULO II CLIMATOLOGIA

Artículo 15. El proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en el Capítulo CLIMATOLOGÍA del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

CAPITULO III HIDROLOGIA

SECCIÓN 1 ASPECTOS GENERALES

Artículo 16. Este reglamento presenta los procedimientos para cuantificar los caudales de diseño. Cada uno de ellos tiene características inherentes a los métodos hidrológicos y por consiguiente el Ingeniero deberá utilizarlos con criterio. Es frecuente que un método permita complementar los resultados obtenidos usando otro enfoque. Por eso se requiere emplear esta complementación y confrontación cuando sea posible.

Artículo 17. Los métodos que implican el uso de registros fluviométricos deberán usarse en aquellos cursos de aguas permanentes que tienen registros históricos. Los métodos empíricos son representativos de las situaciones similares a las usadas en su desarrollo y deberán ser aplicados utilizando el buen criterio y experiencia del proyectista. Los métodos que utilizan información pluviométrica o el resultado de modelos climáticos para estimar las crecidas, y que por lo tanto son métodos indirectos, deberán emplearse en aquellos casos en los cuales no se poseen registros de los caudales observados o no es posible aplicar métodos regionales.

Artículo 18. El proyectista podrá servirse de varios programas computacionales de dominio público elaborados por instituciones de prestigio técnico internacional, que pueden utilizarse para realizar los

cálculos hidrológicos e hidráulicos necesarios para diseñar las obras de drenaje. Entre ellas se menciona el Hydrologic Engineering Center del U.S. Corps of Engineers de Estados Unidos (<http://www.hec.usace.army.mil/software>), la Federal Highway Administration de Estados Unidos (<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/hydsoft.htm>), el U.S. Geological Survey de Estados Unidos (<http://www.water.usgs.gov/software/cap.html>) y el Centro de Estudios Hidrográficos de España (CEDEX).

SECCIÓN 2 PERÍODO DE RETORNO PARA DISEÑO

Artículo 19. En la elección del período de retorno, frecuencia o probabilidad 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 excedencia aceptable, dependiendo, este último, de factores económicos, sociales, ambientales, técnicos y otros. La confiabilidad del diseño está representada por la probabilidad que no se exceda la magnitud del evento de diseño durante el transcurso de su vida útil. La probabilidad de excedencia o riesgo de excedencia (r) durante el período de vida útil de la estructura se determina mediante la siguiente expresión en función del período de retorno (T en años) y la vida útil (n en años). A su vez algunos resultados se presentan en la siguiente tabla:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (1)$$

**TABLA 1
PERÍODO DE RETORNO PARA DISEÑO**

Riesgo de excedencia (r , %)	Vida útil (n , años)			
	10	25	50	75
50	15	37	73	109
25	35	87	174	261
10	95	238	475	712
5	195	488	975	1463
1	995	2.488	4.975	7.463

Artículo 20. Se deberán emplear para el diseño de puentes y obras de alivio, como mínimo, los Períodos de Retorno de Diseño que se señalan en la tabla siguiente. Dichas obras se verificarán también mediante los Períodos de Retorno de Verificación, aceptando en ese caso alturas de agua superiores a las de diseño. También en esta tabla se muestra el riesgo de excedencia de las distintas obras, suponiendo una vida útil como la indicada. En aquellas obras, cuyo eventual anegamiento ante eventos extraordinarios, pueda involucrar el colapso de la infraestructura de la vía de comunicación, poniendo en peligro la seguridad de los usuarios, que puedan causar daños considerables en las zonas aledañas o que el organismo jurisdiccional competente indique como obra crítica, el proyectista deberá considerar para el diseño al menos, los Períodos de Retorno de Verificación o lo que el organismo jurisdiccional competente requiera en función del riesgo de excedencia a ser aceptado.

TABLA 2
PERÍODOS DE RETORNO PARA DISEÑO

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Período de Retorno (T, años)		Vida Útil Supuesta (n; años)	Probabilidad de superación (%)	
		Diseño	Verificación		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos	Carreteras	200	300	50	22	15
	Caminos	100	150	50	40	28
Alcantarillas (S>1,75 m ²) o H terrap. >10 m y Estructuras Enterradas ⁽²⁾	Carreteras	100	150	50	40	28
	Caminos	50	100	30	45	26
Alcantarillas (S<1,75)	Carreteras	50	100	50	64	40
Drenaje de la Plataforma	Carreteras	10	25	10	65	34
Defensas de Riberas	Carreteras	100	-	20	18	-

S = Sección útil de la alcantarilla

SECCIÓN 3

ANÁLISIS DE REGISTROS FLUVIOMÉTRICOS Y PLUVIOMÉTRICOS

Artículo 21. El proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en la Sección ANÁLISIS DE REGISTROS FLUVIOMÉTRICOS Y PLUVIOMÉTRICOS del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

SECCIÓN 4

AJUSTE GRÁFICO DE CURVA DE FRECUENCIA

Artículo 22. El proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en la Sección AJUSTE GRÁFICO DE CURVA DE FRECUENCIA del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

SECCIÓN 5

METODO REGIONAL DEL GEOLOGICAL SURVEY DE LOS ESTADOS UNIDOS (USGS)

Artículo 23. El proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en la Sección METODO REGIONAL DEL GEOLOGICAL SURVEY DE LOS ESTADOS UNIDOS (USGS) del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

SECCIÓN 6 METODO REGIONAL DE MOMENTOS PONDERADOS POR PROBABILIDAD

Artículo 24. El proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en la Sección METODO REGIONAL DE MOMENTOS PONDERADOS POR PROBABILIDAD del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

SECCIÓN 7 METODO RACIONAL

Artículo 25. El proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en la Sección METODO RACIONAL del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

SECCIÓN 8 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Artículo 26. El proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en la Sección METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

SECCIÓN 9 METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR DEL SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)

Artículo 27. El proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en la Sección METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR DEL SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS) del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

CAPITULO IV DRENAJE DEL CAUCE PRINCIPAL Y PLANICIES DE INUNDACIÓN

SECCIÓN 1 ASPECTOS GENERALES

Artículo 28. El cruce de un curso de agua natural o artificial, bajo una vía de comunicación, se consigue mediante la previsión de un puente en el cauce principal y alcantarillas o puentes en sus planicies de inundación. Estas últimas pueden denominarse obras de alivio. Los puentes y alcantarillas tienen como función proporcionar un medio para que el agua superficial, que escurre en forma permanente o eventual, pueda atravesar bajo la plataforma de la carretera, sin causar daños a ésta, riesgos al tránsito, o a la propiedad adyacente.

Artículo 29. Se entiende por alcantarilla una estructura de drenaje, cuya luz mayor, medida paralela al eje de la carretera, sea de hasta 6 m. Losas de luces mayores, se tratarán como puentes en lo relativo a su cálculo hidráulico.

Artículo 30. El cálculo hidráulico de las alcantarillas se realizará siguiendo las indicaciones presentes en el Capítulo DRENAJE TRANSVERSAL A LA CARRETERA del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

Artículo 31. El cálculo hidráulico de puentes se deberá llevar a cabo considerando el régimen de escurrimiento propio del cauce, en la situación de diseño o verificación, teniendo en cuenta los estrechamientos impuestos por los estribos y las pilas. El proyectista podrá servirse de programas

computacionales de dominio público elaborados por instituciones de prestigio técnico internacional, que pueden utilizarse para realizar los cálculos hidráulicos necesarios para el diseño o verificación hidráulica de puentes. Entre ellos se pueden mencionar el programa HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos.

SECCIÓN 2 INFORMACIÓN DEL SITIO

Artículo 32. Además del levantamiento taquimétrico necesario para definir la obra, se deberán levantar perfiles longitudinales y transversales del cauce y planicies de inundación en una distancia aguas arriba y debajo de la sección de cruce tales que se representen las características del flujo en condiciones de diseño y verificación. La magnitud de estas distancias dependerá en gran medida de las condiciones locales, como el ancho y profundidad del flujo, de la topografía, pendiente y existencia de curvas en el cauce, de la cobertura vegetal o de cualquier otra condición que afecte al flujo. El proyectista deberá evaluar la extensión del relevamiento topográfico necesario y la utilización de información cartográfica disponible. La distancia aguas arriba no podrá ser menor a un valor entre 1 y 1.5 anchos del cauce y planicies.

Artículo 33. Se deberá incluir características del lecho del cauce, tales como tipo de terreno, vegetación, áreas inundables, puntos críticos de inundación, frecuencia de inundación, puntos críticos de erosión y sedimentación, o cualquier otra información necesaria para llevar a cabo los estudios fluviales. Se requieren las curvas granulométricas de los diferentes estratos que componen el cauce principal, hasta una profundidad que se encuentre libre de erosión durante las condiciones de diseño y verificación.

Artículo 34. Deberá describirse en forma precisa la cuenca hidrográfica que se drenará, para así poder establecer los efectos de las crecidas. Deberán indicarse la superficie, pendiente, forma, relieve, tipo de vegetación y de terreno, el uso que se le está dando y los cambios que han sido introducidos por el hombre, tales como embalses, los que puedan alterar significativamente las características del flujo. También se deberán indicar los parámetros morfométricos a ser utilizados por los modelos hidrológicos que se vayan a considerar. A su vez se deberá recabar la información necesaria a los fines de conocer la potencialidad del curso de agua de producir aludes o transporte de detritos que puedan obstruir el cauce y las obras de drenaje transversal.

Artículo 35. Además de los datos requeridos para los procedimientos de cálculo hidrológico que vayan a ser realizados, el proyectista deberá analizar las marcas de crecidas que pudieran existir, contrastándolas con la información que la gente del lugar pudiera dar. También se analizará el de otras estructuras aguas arriba o aguas debajo de la sección de cruce, que pueden también ser útil en el diseño, no sólo para verificar el dimensionamiento dado a la obra, sino que además para analizar su funcionamiento durante las crecidas y observar si se ha producido erosión, abrasión, corrosión, acumulación de sedimentos u otros efectos que deban ser tomados en cuenta en el nuevo proyecto cercano.

Artículo 36. Antes de realizar el diseño definitivo de una obra que podrá afectar el escurrimiento en un cauce, se deberán conocer todas las estructuras existentes en él que pudieran afectar o determinar el diseño. Esto, con el fin de verificar que la obra proyectada no provoque alteraciones en el funcionamiento de las obras ubicadas en el área influenciada hidráulicamente por la obra, o bien que la presencia de obras existentes no influya sobre la operación de la nueva obra. Entre estas obras se pueden contar tomas de agua, obras de descarga de alcantarillado o pluviales, defensas y otros puentes, pasarelas o cruces de tuberías.

SECCIÓN 3 FLUJO EN CAUCES NATURALES

Artículo 37. Para desarrollar el cálculo de las condiciones y comportamiento hidráulico en un cauce natural o sea niveles (perfil hidráulico) y velocidades se deberán emplear métodos que se denominan

unidimensionales en lecho fijo y métodos unidimensionales en lecho móvil (para cauces aluviales). Para estos últimos, dada la variabilidad de sus resultados, el proyectista podrá realizar evaluaciones de manera simplificada y conservadora. Cuando la extensión de las planicies inundadas y la importancia de las obras lo justifique, o el organismo jurisdiccional competente así lo indique, se emplearán métodos de del cálculo bidimensional.

Artículo 38. Para calcular el eje hidráulico de un escurrimiento uniforme en un curso natural, donde en general las secciones de escurrimiento son compuestas, se supone aplicable la ecuación de Chezy-Manning tanto globalmente como por subsecciones. Además, en los límites de separación de las subsecciones se acepta que no existen gradientes transversales de velocidad, o son despreciables y por lo tanto, no existen tampoco esfuerzos de corte o éstos no son significativos a lo largo de estos límites. En la determinación del perfil hidráulico uniforme, se pueden seguir varios caminos alternativos; todos ellos conducen en general a distintos resultados y por lo tanto a cierto nivel de cálculo, el proyectista deberá tomar decisiones para aceptar o rechazar los resultados obtenidos, adoptando criterios basados en la experiencia y en el tipo de aplicación que pretenda darse a estos resultados.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot \Omega \cdot i^{1/2} \quad (2) \text{ Chezy-Manning}$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

n = Coeficiente de Manning

Ω = Area de la sección (m²)

R = Radio hidráulico (m)

i= Pendiente longitudinal (m/m)

Artículo 39. Coeficiente de Rugosidad o n de Manning. Para realizar un estudio hidráulico y mecánico fluvial se deberán conocer, además de las características de la geometría hidráulica del tramo en estudio (secciones de escurrimiento, pendiente de fondo y parámetros geométricos de cada sección tales como área, perímetro mojado y radio hidráulico), el coeficiente de rugosidad o n de Manning de la sección o del tramo en estudio. Respecto del coeficiente de rugosidad, puede decirse que no existe un método exacto o único para determinarlo y que, en general, se requiere de experiencia para hacer estimaciones, muchas veces apoyadas también en tablas y/o antecedentes específicos de que se disponga. Es inusual contar con información hidráulica que permita deducir directamente coeficientes de rugosidad de un cauce. Para canales naturales considerados de lecho fijo (canales no aluviales), existen numerosos factores que pueden condicionar la elección de un valor determinado del coeficiente de rugosidad como los indicados en la TABLA 3 COEFICIENTES DE MANNING PARA CAUCES NATURALES propuestos por Ven Te Chow, lo cual puede hacer bastante subjetiva su estimación. Para minimizar esta dificultad en los canales naturales, se puede emplear el método de Cowan según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad n se realiza como se indica en la ecuación 3 considerando los valores que se pueden observar en la TABLA 4.

$$n = m (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (3): n \text{ de Manning según Método de Cowan}$$

Donde:

n₀ = rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

n1 = rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

n2 = rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

n3 = rugosidad adicional equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce

n4 = rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación

m = factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros

TABLA 3
COEFICIENTES DE MANNING PARA CAUCES NATURALES

TIPO DE CANAL	MINIMO	MEDIO	MAXIMO
Cursos Menores (Ancho Superficial < 30 m)			
a) De Llanuras o Planicies (Baja Pendiente)			
Limpios, rectos, a capacidad plena sin vados o charcas profundas	0,025	0,030	0,033
Idem, con más piedras y malezas	0,033	0,035	0,040
Limpio, con curvas, algunas pozas y bancos de arena	0,035	0,040	0,045
Idem, con algo de maleza y piedras	0,040	0,045	0,050
Idem, a niveles bajos y secciones y pendientes irregulares	0,045	0,048	0,055
Idem anterior pero más pedregosa	0,050	0,050	0,060
Tramos descuidados con maleza, pozas profundas	0,075	0,070	0,080
Tramos con mucha maleza, pozas profundas o cauces de crecida con árboles y arbustos		0,100	0,150
b) De Montaña (Alta Pendiente), sin vegetación en el canal, riberas usualmente empinadas, árboles y arbustos sumergidos a lo largo de las riberas			
Fondo: grava, ripio y pocos bolones	0,030	0,040	0,050
Fondo: ripio y grandes bolones	0,040	0,050	0,070
Planicies de Inundación			
a) Pastizales, sin Matorrales			
Pasto pequeño	0,025	0,030	0,035
Pasto alto	0,030	0,035	0,050
b) Areas Cultivadas			
Sin cosechas	0,020	0,030	0,040
Cultivos crecidos, plantación en surcos	0,025	0,035	0,045
Cultivos crecidos, plantación a campo traviesa	0,030	0,040	0,050
c) Matorrales			
Matorrales dispersos, grandes malezas	0,035	0,050	0,070
Pocos matorrales y árboles, en invierno	0,035	0,050	0,060
Pocos matorrales y árboles, en verano	0,040	0,060	0,080
Mediana a gran cantidad de matorrales, en invierno	0,045	0,070	0,110
Mediana a gran cantidad de matorrales, en verano	0,070	0,100	0,160
d) Arboles			
Sauces densos, en verano, rectos	0,110	0,150	0,200
Tierra despejada con postes o troncos de árboles, sin brotes	0,030	0,040	0,050
Idem, con gran cantidad de brotes o ramas	0,050	0,060	0,080
Troncos o postes, pocos árboles caídos, pequeños cultivos, nivel de crecida bajo las ramas	0,080	0,100	0,120
Idem, pero el nivel de crecida alcanza las ramas	0,100	0,120	0,160
Cursos Mayores (Ancho Superficial >30 m). El valor de n es menor que para el caso de corrientes menores similares, ya que las riberas ofrecen menos resistencia efectiva			
a) Sección Regular sin Rocas o Matorrales	0,025		0,060
b) Secciones Irregulares y Rugosas	0,035		0,100

TABLA 4
ESTIMACION DE COEFCIENTES DE RUGOSIDAD SEGÚN EL METODO DE COWAN

CONDICIONES DEL CANAL		VALOR	
Material del Lecho	Tierra	n_0	0,020
	Roca Cortada		0,025
	Grava Fina		0,024
	Grava Gruesa		0,028
Grado de Irregularidad Perímetro Mojado	Despreciable	n_1	0,000
	Leve		0,005
	Moderado		0,010
	Alto		0,020
Variaciones de las Secciones	Graduales	n_2	0,000
	Alternándose Ocasionalmente		0,005
	Alternándose Frecuentemente		0,010 – 0,015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Despreciable	n_3	0,000
	Leve		0,010 – 0,015
	Apreciable		0,020 – 0,030
	Alto		0,040 – 0,060
Densidad de Vegetación	Baja	n_4	0,005 – 0,010
	Media		0,010 – 0,025
	Alta		0,025 – 0,050
	Muy Alta		0,050 – 0,100
Sinuosidad y Frecuencia de Meandros	Leve	m	1,000
	Apreciable		1,150
	Alto		1,300

Artículo 40. En cauces naturales o canales constituidos por lechos pedregosos, donde el sedimento es caracterizable por un diámetro medio o representativo, se recomienda utilizar la ecuación de Strickler para estimar n_0 . En cauces naturales pedregosos, este diámetro representativo de la rugosidad se asimila al diámetro D65, D90 o D95 dependiendo de la tendencia al acorazamiento del lecho. En particular, cuando los sedimentos son de granulometría gruesa y extendida, el diámetro medio de la coraza es cercano al D90 o D95 obtenido de la curva granulométrica original del lecho.

$$n_0 = 0,038 D^{1/6} \quad (4): \text{Ecuación de Strickler}$$

Donde D: diámetro representativo de la rugosidad superficial (m)

Artículo 41. Cuando las secciones del escurrimiento no presentan una rugosidad homogénea, la rugosidad global o rugosidad compuesta de la sección varía con la altura de agua, lo que 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, usualmente con presencia de vegetación en las zonas de inundación. Cuando es posible estimar coeficientes de rugosidad compuesta, el cálculo del caudal en función de la profundidad de agua o de los niveles de la superficie libre es directo. En efecto, conocidas las variables geométricas de la sección en función de los niveles de agua en ella, basta con aplicar directamente la fórmula de Manning para obtener el caudal correspondiente, pero considerando el coeficiente de rugosidad compuesta antes nombrado.

Artículo 42. El método de cálculo basado en un coeficiente de rugosidad compuesto, puede dar resultados bastante imprecisos si las velocidades medias en las distintas subsecciones son muy diferentes. Esto ocurre cuando las rugosidades o las formas de las subsecciones son muy distintas unas de otras. En estos casos se deberá tomar en cuenta la variación transversal de la velocidad y a veces introducir el coeficiente de Coriolis en el cálculo de ejes hidráulicos. Para este efecto la ecuación de Manning se reescribe dándole la forma de la ecuación 5, donde K se define como coeficiente o factor de conducción hidráulica de la sección, el cual toma en cuenta las características geométricas e hidráulicas de la sección solamente. Para cada subsección se suponen aplicables cada una de las ecuaciones anteriores, por lo cual, el caudal total que escurre a través de la sección está dado por la suma de los caudales individuales de las m subsecciones, según la ecuación 7 y la ecuación 8, donde K_j corresponde al factor de conducción hidráulica de la subsección j ($j = 1, 2, \dots, m$ subsecciones) cuya área de escurrimiento es Ω_j , radio hidráulico R_j y rugosidad de Manning n_j .

$$\sqrt{Q} = K i \quad (5)$$

$$K = \frac{\Omega R^{2/3}}{n} \quad (6)$$

$$Q = \left(\sum_{j=1}^m K_j\right) \sqrt{i} \quad (7)$$

$$K_j = \frac{\Omega_j R_j^{2/3}}{n_j} \quad (8)$$

Artículo 43. El coeficiente de Coriolis se deberá usar como factor de corrección en el término de altura de velocidad de la ecuación de Bernoulli (principio de conservación de la energía) cuando las velocidades no son uniformes. La forma general se presenta en la ecuación 9 mientras que la forma discretizada en m subsecciones, puede verse en la ecuación 10.

$$\alpha = \frac{\int_{\Omega} v^3 d\Omega}{V^3 \Omega} \quad (9) \text{ coeficiente de coriolis}$$

Donde:

α : coeficiente de Coriolis

v : es la velocidad media de la sección elemental $d\Omega$

V : velocidad media de la sección total Ω

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{j=1}^m \Omega_j\right)^2}{\left(\sum_{j=1}^m K_j\right)^3} \sum_{j=1}^m \left(\frac{K_j^3}{\Omega_j^2}\right)$$

(10) Coeficiente de Coriolis para sección compuesta de m subsecciones

Artículo 44. El coeficiente de Boussinesq que interviene como factor de corrección en la ecuación de cantidad de movimiento, deberá calcularse de la misma forma que α . La forma general se presenta en la ecuación 11, mientras que la forma discretizada en m subsecciones, puede verse en la ecuación 12.

$$\beta = \frac{\int_{\Omega} v^2 d\Omega}{V^2 \Omega}$$

(11) Coeficiente de Boussinesq

$$\beta = \frac{\sum_{j=1}^m \Omega_j}{\left(\sum_{j=1}^m K_j\right)^2} \sum_{j=1}^m \left(\frac{K_j^2}{\Omega_j}\right)$$

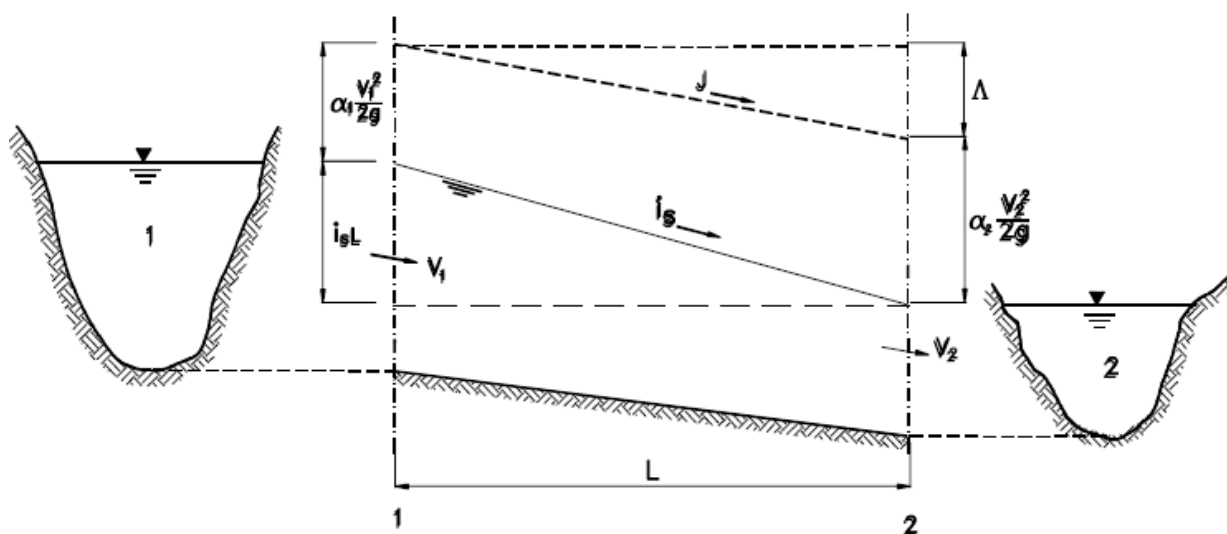
(12) Coeficiente de Boussinesq para sección compuesta de m subsecciones

Artículo 45. En canales no-prismáticos donde las secciones no cambian demasiado rápido de forma y tamaño (caso de algunos cursos naturales relativamente uniformes), se aceptará para el cálculo que el escurrimiento es levemente variado entre dos secciones consecutivas, es decir, que la pendiente del plano de carga no difiere significativamente de la pendiente del fondo del cauce. Se deberá considerar que existen dos secciones suficientemente cercanas entre sí como para que el escurrimiento pueda ser considerado cuasi uniforme. Para describir las ecuaciones se deberá utilizar la nomenclatura definida en la FIGURA 1 Definición de Variables en los escurrimientos Cuasi-Uniformes. De acuerdo a dicha figura, la pérdida de carga entre la Sección 1 de aguas arriba y la Sección 2 de aguas abajo, las cuales están separadas por una distancia L , está dada por la ecuación 13. Esta expresión es válida siempre que, entre las secciones, la pérdida sea únicamente friccional o por rozamiento, lo que ocurre en general cuando la Sección 1 es mayor, en cuanto a área, que la Sección 2 y el escurrimiento es convergente. Sin embargo, cuando el escurrimiento es divergente se produce una pérdida adicional (singular) por despegue o expansión del flujo desde la sección angosta (Sección 1) a la sección ancha (Sección 2). Esta pérdida puede suponerse proporcional a la diferencia de alturas de velocidad (aguas abajo menos aguas arriba) y agregarla a la ecuación anterior. De esta forma se cumple, en general, la ecuación 14 de pérdida de carga unitaria o de pendiente de energía ($J = \Delta H / L$) en el tramo. En cada sección, el escurrimiento puede suponerse normal y por lo tanto, aplicable a cada una de ellas los métodos de cálculo del régimen uniforme. Las alturas de velocidad y los coeficientes de Coriolis y de Boussinesq se determinarán a partir de las propiedades de cada sección.

Artículo 46. Para calcular el caudal dado un nivel de agua en la Sección 1 y una pendiente i_s , se deberá proceder por tanteos porque en este caso se desconoce la pendiente J . Dicha pendiente es calculable de la ecuación 14 pero tiene la complejidad de depender de las velocidades y por lo tanto también del caudal que se desea determinar. Un primer valor para el tanteo del caudal puede obtenerse suponiendo $J = i_s$ y utilizando al mismo tiempo un promedio de los factores de conducción hidráulica, calculados con el nivel de agua en la Sección 1 conocido y un nivel en la Sección 2 calculado con este último y la pendiente de la superficie libre i_s . Se cumple en tal caso la ecuación 15 considerando el valor de K dado por la ecuación 16. Con el valor del caudal así calculado en una primera aproximación, se determinan las alturas de velocidad de las dos secciones y con ellas un nuevo valor de la pendiente del plano de carga J , usando la expresión correspondiente. Con este valor de J se calcula un nuevo valor de Q , con la expresión $Q = K.J$ (6)

Artículo 47. considerando J en lugar de i , y el procedimiento se repite hasta que la diferencia entre valores sucesivos de Q sea menor a un error prefijado. Terminado el cálculo se habrá obtenido un caudal en función de los niveles de agua en la Sección 1 y en la Sección 2, determinados para un régimen cuasi-uniforme en el tramo. Si el cálculo se repite para distintos niveles se obtendrá una función que relaciona el caudal con dichos niveles, vale decir, una curva de descarga válida para régimen cuasi-uniforme.

FIGURA 1
Definición de Variables en los escurrimientos Cuasi-Uniformes



$$\Lambda = i_s L + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \quad (13)$$

$$J = \frac{\Lambda}{L} = i_s + \frac{c}{L} \left(\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (14)$$

Donde:

C= 1.0 si el flujo es convergente (Sección 1 \geq Sección 2)

C= 0.5 si el flujo es divergente (Sección 1 < Sección 2)

$$Q = K \sqrt{i_s} \quad (III - 15)$$

$$K = \sqrt{K_1 K_2} \quad (III - 16)$$

Artículo 48. Para estimar el perfil hidráulico en régimen gradualmente variado a lo largo de un cauce natural, puede emplearse el siguiente procedimiento consistente en trabajar directamente con la ecuación de Bernoulli verificando que al pasar de una Sección 1 de nivel de energía conocido (B1), a otra Sección 2 de nivel de energía desconocido (B2), se cumplan simultáneamente la ecuación 17; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y la ecuación 18. El signo \pm de la ecuación 18, toma en cuenta la posibilidad de régimen subcrítico en el cual el cálculo se realiza desde aguas abajo hacia aguas arriba (signo +) y de régimen supercrítico en que se avanza desde aguas arriba hacia aguas abajo (signo -). Ya que siempre el nivel de energía disminuye hacia aguas abajo, Δx representa el espaciamiento (siempre positivo) entre la Sección 1 y la Sección 2 o longitud del tramo; y J_m la pendiente media del plano de carga en el tramo, dada por la ecuación 19. El procedimiento deberá ser iterativo, ya que debe conocerse de antemano un valor de z_2 para poder evaluar las variables (J_m , α_2 y Ω_2) y justamente z_2 es la incógnita del problema. Este tipo de método es el que actualmente presentan los softwares ya nombrados adecuados para esta finalidad.

$$B_2 = B_1 \pm J_m \Delta x \quad (17)$$

$$B_1 = Z_1 + \alpha_1 \frac{Q^2}{2g\Omega_1^2} \quad y \quad B_2 = Z_2 + \alpha_2 \frac{Q^2}{2g\Omega_2^2} \quad (18)$$

$$J_m = (J_1 + J_2)/2 \quad (19)$$

Artículo 49. Para considerar el flujo unidimensional con lecho móvil, además de las ecuaciones de cantidad de movimiento y continuidad del flujo promediadas en la sección de escurrimiento, se deberá incluir en el cálculo la ecuación de continuidad del sedimento movilizado desde el lecho, aplicada en la dirección longitudinal del flujo. Las relaciones hidráulicas halladas mediante estos métodos, están basadas en teorías e hipótesis que constituyen visiones más o menos simplificadas de la realidad. Debido a las complejidades que tiene el fenómeno de transporte de sólidos en cauces aluviales, para fines de estimaciones con propósito de diseño en ingeniería, el proyectista podrá considerar un criterio conservador que consista en calcular la condición de máxima profundización posible del lecho. Estos criterios se llevan adelante mediante el cálculo de la socavación generalizada que cuyos métodos se presentan más adelante. Siendo estos métodos un mínimo requerido para la verificación del flujo y la estimación de la profundidad de socavación máxima en el entorno de puentes.

Artículo 50. Los modelos bidimensionales pueden ser de dos tipos: los que permiten resolver el flujo en un plano vertical orientado longitudinalmente, es decir, describen la estructura vertical del flujo, y aquellos otros que resuelven el flujo en las direcciones transversal y longitudinal, promediando sus propiedades locales en la vertical. Las ecuaciones que gobiernan el problema en este caso resultan de promediar en la vertical las ecuaciones tridimensionales de continuidad y cantidad de movimiento del flujo. Se obtienen las llamadas ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales, las cuales requieren una ley de cierre para la resistencia del flujo. Esta puede estar basada en un coeficiente de rugosidad de Manning o algún otro tipo de factor de fricción. La solución numérica de estas ecuaciones se basa en la aplicación de métodos de elementos finitos, diferencias finitas y volúmenes finitos. Existen varios modelos comerciales y de libre acceso que permiten resolver las ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales con lecho fijo, su aplicabilidad deberá ser evaluada por el organismo jurisdiccional competente en cada caso particular.

SECCIÓN 4 CONTRACCIÓN EN PUENTES

Artículo 51. Debido a la presencia de pilas o estribos de un puente, el efecto que tiene esta reducción de la sección en el escurrimiento depende de la geometría de estas estructuras, del caudal que escurre y del tipo de flujo. El fenómeno no tiene una solución analítica, pero se han encontrado soluciones particulares por medios experimentales. Cuando el flujo es sub-crítico la restricción de la sección produce un remanso que se desarrolla hacia aguas arriba de la singularidad. En la sección contraída del escurrimiento puede o no existir una sección control con escurrimiento crítico. Cuando el escurrimiento es de torrente, la constricción afecta solamente en la zona cercana a la singularidad. En este tipo de singularidades las mayores pérdidas de energía se concentran en la zona donde la sección se expande, posteriormente a la restricción. El flujo en sección restringida bajo un puente ha sido estudiado experimentalmente. Las expresiones más utilizadas son las de Nagler y las de D'Aubuisson. La fórmula de Nagler entrega el caudal (Q) en función de un coeficiente empírico, el ancho de la sección contraída (b_2) la altura de aguas abajo (y_3), la velocidad de aguas abajo (V_3), la pérdida de energía (h_3), la velocidad aguas arriba (V_1) y dos coeficientes empíricos (β , Θ). El coeficiente empírico Θ disminuye cuando la contracción disminuye, normalmente tiene un valor del orden de 0.3. El coeficiente β varía con la razón de angostamiento (b_2/b_1). La expresión de Nagler se presenta en la ecuación (20). Mientras que la expresión de D'Aubuisson se muestra en la ecuación 21. Algunos valores para los coeficientes K_N y K_A se muestran en la TABLA 5 COEFICIENTES DE CONTRACCION K_N y K_A .

$$Q = K_N b_2 \sqrt{2g} \left(y_3 - \theta \frac{V_3^2}{2g} \right) \sqrt{\left(h_3 - \beta \frac{V_1^2}{2g} \right)} \quad (20) \text{ Nagler}$$

$$Q = K_A b_2 y_3 \sqrt{(2gh_3 + V_1^2)} \quad 21) \text{ D'Aubuisson}$$

TABLA 5
COEFICIENTES DE CONTRACCION K_N y K_A

Forma de la pila	Razón de angostamiento					
	0,9		0,8		0,7	
	K	K	K	K	K	K
Rectangular	0,91	0,96	0,87	1,02	0,86	1,02
Extremos Semi-	0,94	0,99	0,92	1,13	0,95	1,2
Extremos Triangulares	0,95		0,94		0,92	
Par de cilindros	0,91		0,89		0,88	
Forma Lenticular	0,95	1,00	0,94	1,14	0,97	1,22

CAPITULO V

EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES

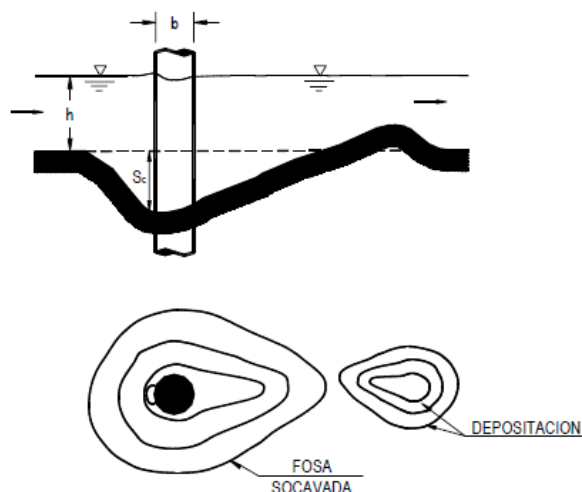
Artículo 52. El proyectista deberá evaluar la socavación local en pilas y estribos y la socavación generalizada del cauce.

SECCIÓN 1

SOCAVACIÓN LOCALIZADA EN PILAS

Artículo 53. Para determinar la profundidad máxima de la fosa o cavidad de socavación alrededor de una pila, el proyectista deberá considerar la evaluación de la socavación en una pila cilíndrica de sección circular inserta en un lecho de arena y sujeta a “socavación en aguas claras”, afectada por factores de corrección para adaptar el resultado a la situación de diseño. En la FIGURA 2 PILA CILINDRICA DE SECCION CIRCULAR AFECTADA POR SOCAVACION se presenta un corte y una vista en planta de una pila cilíndrica de sección circular ubicada en el lecho, en donde se definen las distintas variables consideradas en el fenómeno de socavación.

FIGURA 2
PILA CILINDRICA DE SECCION CIRCULAR AFECTADA POR SOCAVACION



Artículo 54. Para estimar la socavación máxima al pie de una pila de sección circular inserta en un lecho de arena, le proyectista podrá emplear las expresiones que se presentan seguidamente en las que S_c es la socavación máxima debido a la presencia de la pila de sección circular de diámetro b , inserta en un lecho de arena y sujeta a condiciones de aguas claras y transporte incipiente del flujo en la zona no alterada por la pila; h es la altura de escurrimiento y F es el Número de Froude del flujo no perturbado ($F = V/(gh)$; V = Velocidad media)

- Breusers, Nicollet y Shen (BNSh). (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**)
- Envolvente de datos experimentales (EDE) de diversos autores (23)
- Relación de Richardson (R) para Números de Froude mayores a 0,5 (24)

$$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right) \quad (22)$$

$$\frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2,5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases} \quad (23)$$

$$\frac{S_c}{b} = 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} F^{0,43} \quad (24)$$

Artículo 55. La aplicación de las fórmulas del Artículo 54 deberá seguir los siguientes criterios:

- Para rangos de Números de Froude menores o cercanos a 0.5 se deberá usar la fórmula de BNSh.
- Para Números de Froude mayores que 0.7 se deberá usar la fórmula EDE.

Artículo 56. Para tomar en cuenta los efectos de la forma de la pila, presencia de varias pilas, de dispersión granulométrica del material del lecho (cuando éste no es uniforme) se deberá utilizar un coeficiente de corrección K . Dicho coeficiente multiplica la socavación obtenida para una pila cilíndrica de sección circular fundada en un lecho de arena uniforme, para obtener la socavación de una o varias pilas agrupadas, con sección no circular, con o sin base de fundación expuesta al flujo, inserta en un lecho de arena no uniforme o material más grueso según la ecuación 25. Donde el coeficiente K está dado por la

(26)

Artículo 57. , siendo K_s el factor de forma de la pila, K_w factor por alineamiento de la pila de sección no circular con la corriente, K_g factor debido a la dispersión granulométrica de arenas no-uniformes,

K_{gr} factor que toma en cuenta la presencia de grupos de pilas y K_d es el factor de influencia por tamaño del sedimento.

$$S = K * S_c \quad (25)$$

$$K = K_s K_w K_g K_{gr} K_d \quad (26)$$

Artículo 58. El factor K_s depende de la forma de la sección transversal y en elevación de la pila; los valores para distintos tipos de sección se consignan en la TABLA 6.

TABLA 6
FACTOR DE FORMA DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE PILAS (K_s)

Forma de la Sección Transversal de la Pila	L/b	KS
En Planta:		
Lenticular	3 – 2	0,7 – 0,8
Elíptica	5 – 2	0,6 – 0,8
Circular	-	1,0
Rectangular	5 – 1	1,0 – 1,2
Rectangular con extremo semicircular	3	0,90
Rectangular con extremo redondeado	4	1,01
Nariz semicircular y cola triangular	5	0,86
Rectangular con nariz triangular ; ángulo al centro de 28° a 53°	3	0,65 – 0,76
En Elevación:		
Con forma piramidal angostándose hacia arriba	-	0,76
Con forma piramidal invertida ensanchándose hacia	-	1,2

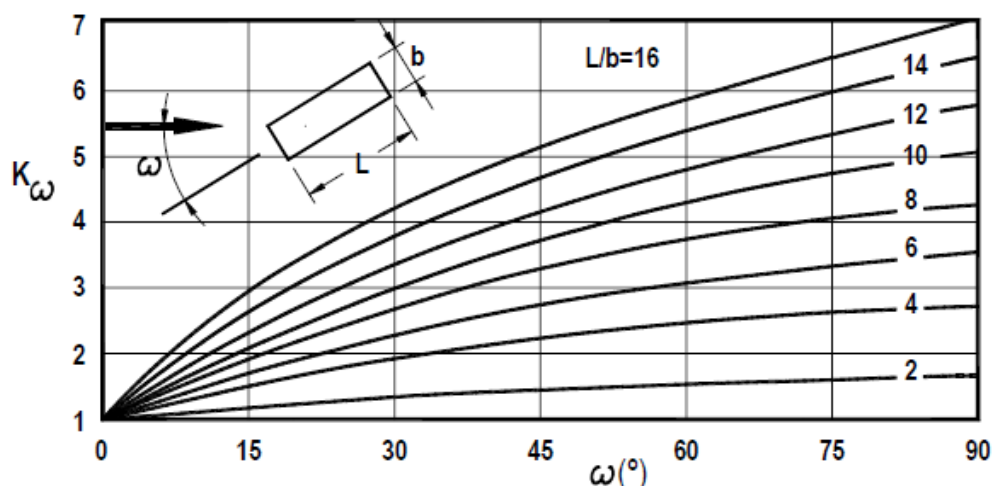
Donde:

b = ancho de sección normal al flujo;

L = largo de sección paralelo al flujo

Artículo 59. En el caso de pilas rectangulares se deberá emplear un factor de corrección (K_w), que toma en cuenta el esviaje o ángulo que forma el eje principal de la sección con la dirección de la corriente, cuyo valor viene dado en la FIGURA 3 en función de la razón largo/ancho de la sección.

FIGURA 3
FACTOR DE ALINEAMIENTO CON LA CORRIENTE DE PILAS DE SECCION RECTANGULAR (K_w)



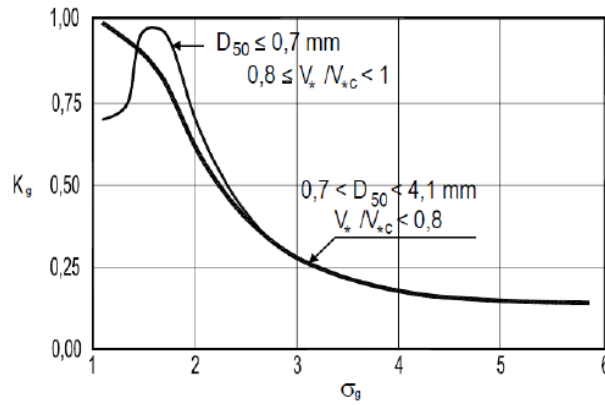
Artículo 60. Alternativamente puede emplearse el factor K_ω , expresado en la ecuación 27 de Froelich, en que L y b son respectivamente, el largo y el ancho de la sección transversal de la pila y ω es el ángulo de esviaje expresado en grados. Cabe hacer notar que un alineamiento perfecto entre el eje de la sección rectangular y la dirección de la corriente significa $w = 0$ y $K_w = 1$.

$$K_\omega = \left(\cos \omega + \frac{L}{b} \operatorname{sen} \omega \right)^{0,62} \quad (27): K_w \text{ propuesto pro Froelich}$$

Artículo 61. El factor que toma en cuenta la dispersión granulométrica de sedimento no uniforme del lecho K_g , cuando éste es arena o gravilla, viene dado por la FIGURA 4 en función de $\sigma_g = D_{84} / D_{50}$ y de la razón entre las velocidad de corte (V^*) y la velocidad crítica de corte (V^*c) de las partículas, V^* / V^*c . En la nombrada figura hay que hacer notar lo siguiente:

- La curva de $D_{50} \leq 0,7$ mm está definida en el rango sin arrastre del lecho no perturbado pero si cercano a este: $0,8 \leq V^* / V^*c < 1$.
- La curva de $D_{50} \leq 0,7$ mm abarca teóricamente un rango de D_{84} de 0,7 mm hasta 42 mm.
- La curva de $0,7 \leq D_{50} \leq 4,1$ mm es similar a la anterior, salvo en el rango de σ_g de 1 a 2.
- Esta curva extendería el rango de aplicación de K_g hasta D_{84} de 24,6 mm (1 pulgada).

FIGURA 4
FACTOR POR GRADUACION DE TAMAÑOS K_g EN FUNCION DE σ_g



Artículo 62. Alternativamente a las curvas del gráfico de la FIGURA 4 podrá emplearse el factor K_g recomendado por Johnson, el que se expresa por la ecuación 28. Esta relación entrega valores más altos que el de la FIGURA 4, por lo que su aplicación a lechos graduados deberá considerarse como un elemento conservador a introducir para tomar en cuenta el efecto de la dispersión granulométrica de los sedimentos.

$$K_g = \sigma_g^{-0,24} \quad (28) \text{ Kg según Johson}$$

Artículo 63. Cuando las pilas se presentan como un obstáculo a la corriente en grupo, se deberá introducir el factor de corrección recomendado por Breusers que se indica en la TABLA 7, en función de la separación de dos (2) pilas. En el caso de grupos de más de dos pilas, el cálculo se deberá realizar agrupando las pilas en grupos de a dos, determinando luego un factor total de cada grupo de pilas. Cabe señalar que la profundidad de socavación crece cuando las fosas de dos o más pilas se superponen. Existe cierta evidencia experimental que indica que al considerar las pilas alineadas transversalmente al eje del flujo y siendo el espaciamiento entre las pilas, mayor a cuatro veces su diámetro ($e > 4b$), la influencia que ejerce el bulbo de socavación de una sobre otra, puede considerarse despreciable.

TABLA 7
FACTOR DE GRUPOS DE PILAS DE SECCION CIRCULAR (K_{gr}) PARA PARES DE PILAS.

DISTRIBUCION DE LAS PILAS	ESPACIAMIENTO e	K_{gr}	
		PRIMERA PILA	SEGUNDA PILA
	b	1,00	0,90
	$2b \text{ a } 3b$	1,15	0,90
	$>15b$	1,00	0,80
	b	1,90	1,90
	$5b$	1,15	1,20
	$>8b$	1,00	1,00
	b	1,90	1,90
	$2b \text{ a } 3b$	1,20	1,20
	$>8b$	1,00	1,00

Artículo 64. Una alternativa para estimar el factor de influencia de una pila de sección circular sobre la socavación de otra pila de igual sección, alineadas perpendicular al flujo y separadas por una distancia entre ejes igual a e , es la propuesta por Kothyari et al, para $e > b$.

$$K_{gr} = \left(\frac{e-b}{e}\right)^{-0,3} \quad (29) \text{ Kothyari}$$

Artículo 65. Para tomar en cuenta la influencia del tamaño relativo del sedimento al tamaño de la pila, sobre la socavación local por medio de un factor K_{Df} , Raudkivi y Ettema establecieron la siguiente clasificación para el tamaño de sedimento que permite distinguir entre sedimentos finos y gruesos uniformes:

- | | |
|-----------------------------|-------------------------|
| a) Sedimento fino: | $b / D_{50} > 130$ |
| b) Sedimento intermedio: | $130 > b / D_{50} > 30$ |
| c) Sedimento grueso: | $30 > b / D_{50} > 8$ |
| d) Socavación no Observable | $30 > b / D_{50} < 8$ |

Artículo 66. Para valores de b/D_{50} mayores a 25 aproximadamente, sedimento intermedio y fino de acuerdo a la clasificación arriba indicada, la socavación se torna independiente del valor de dicho cociente, por lo cual deberá utilizarse un coeficiente K_d igual a 1.0. Por otro lado, se concluye que el mayor tamaño de sedimento relativo al diámetro de la pila, limita la profundidad de socavación, estableciéndose que para partículas de un tamaño tal que generan una razón b/D_{50} menor a 25, es decir, sedimento uniforme grueso según la clasificación anterior, se cumple la (30): Raudkivi y **Etterna**. A su vez, Chiew y Melville sugieren el siguiente coeficiente K_d según la (31): Chiew y **Melville**.

$$K_d = 0,25 \ln\left(2,24 \frac{b}{D_{50}}\right) \quad (30): \text{Raudkivi y Etterna}$$

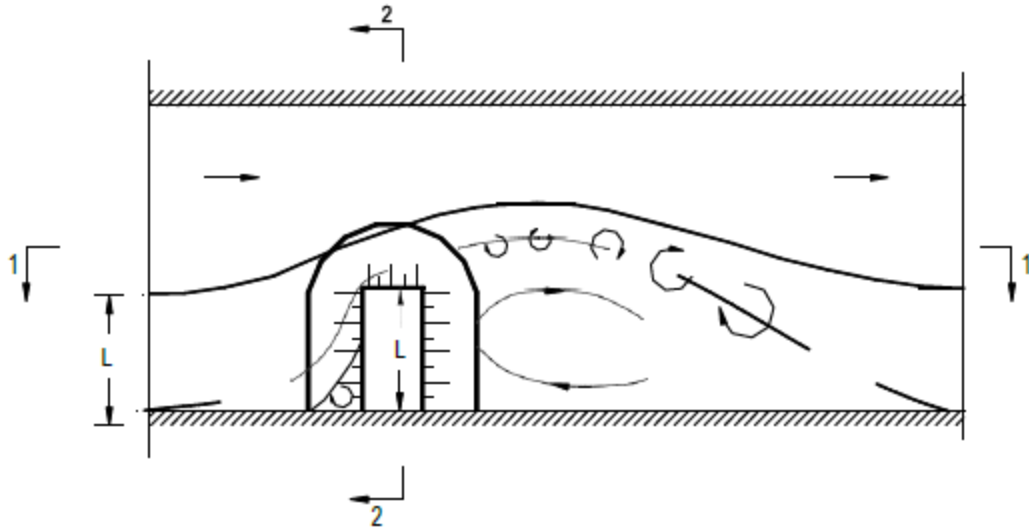
$$K_d = \begin{cases} 0,398 \ln\left(\frac{b}{D_{50}}\right) - 0,034 \ln^2\left(\frac{b}{D_{50}}\right) & 1 < \frac{b}{D_{50}} < 50 \\ 1,0 & \frac{b}{D_{50}} \geq 50 \end{cases} \quad (31): \text{Chiew y Melville}$$

SECCIÓN 2 SOCAVACIÓN LOCALIZADA EN ESTIBOS DE PUENTES Y ESPIGONES

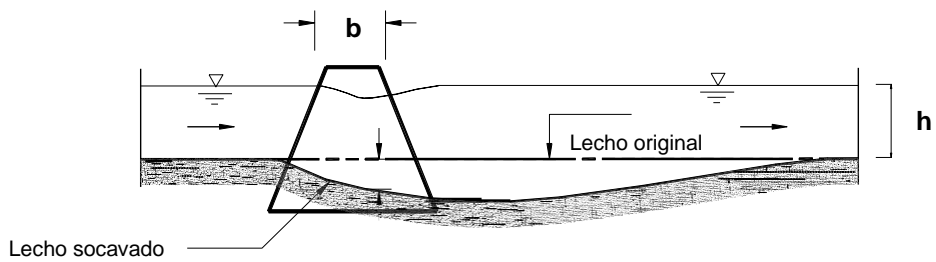
Artículo 67. Para el cálculo de la socavación al pie de estribos y espigones fundados en lechos de arena deberá utilizarse la expresión de Melville, que se presenta en la ecuación 32. Esta tiene en cuenta diversos factores que determinan el fenómeno, el que se muestra en la Fig. III- 5.

$$\frac{S_c}{h} = K_\phi K_F K_h K_\sigma K_l \quad (III - 32:)$$

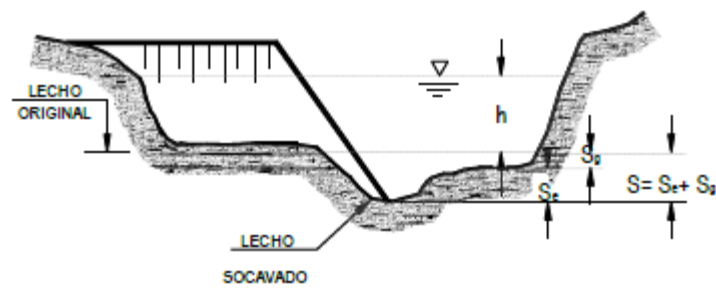
**FIGURA 5
SOCABACIÓN LOCALIZADA EN ESTRIBOS DE PUENTES**



CORTE 1-1



CORTE 2-2



Debido a la influencia que produce el ángulo de esviaje (ϕ) del estribo con respecto al flujo, se deberá incorporar el coeficiente K_ϕ , el cual viene dado en la TABLA 8 en función del ángulo que forma el eje del estribo con la línea de la ribera, medido por aguas arriba, como se muestra en la FIGURA 6. La relación de Froelich, mostrada en la Artículo 68. FIGURA 6, que se indica a continuación, permite estimar valores similares por lo cual también se han incluido en la tabla anterior, en la que ϕ se mide en grados sexagesimales.

FIGURA 6
RELACION DE FROELICH

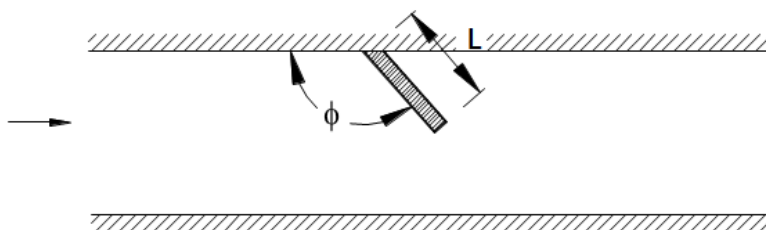


TABLA 8
COEFICIENTE K_ϕ

Angulo de Esviaje ϕ (°)	K_ϕ	Fórmula Froelich
30	1,10	1,15
60	1,05	1,05
90	1,00	1,00
120	0,98	0,96
150	0,90	0,94

$$K_\phi = \left(\frac{\phi}{90}\right)^{-0,13} \quad (33)$$

Para propósitos de cuantificación del factor de forma de los estribos (K_F), se han identificado cuatro tipos de estructuras: de pared vertical, de pared vertical con nariz semicircular, de pared vertical con alas y paredes tendidas. Estos dos últimos a su vez generan otros tipos de estribos que dependen del ángulo de inclinación de sus paredes, definido como α . El coeficiente que toma en cuenta la forma del estribo o espigón K_F viene dado en la

Artículo 69. TABLA 9.

TABLA 9
COEFICIENTE K_f

TIPO DE ESTRUCTURA	K_f
Pared vertical	1.0
Pared vertical y nariz semicircular	0.75
Pared vertical con alas tendidas	0.75
Pared inclinada con talud H:V = 1:2	0.60
Pared inclinada con talud H:V = 1:1	0.50
Pared inclinada con talud H:V = 1,5:1	0.45
Pared inclinada con talud H:V = 2:1	0.30

Artículo 70. El factor de profundidad del flujo K_h está directamente relacionado con los factores de forma del estribo K_F y de ángulo de esviaje K_ϕ . De esta manera los tres factores quedan dados por la siguiente relación envolvente de datos experimentales, propuesta por Melville y presentada en la ecuación 34, la cual es válida para una sección de escurrimiento de forma rectangular. Cuando la penetración del estribo compromete la llanura de inundación y parte del cauce principal, para $L/h \geq 25$ la socavación máxima al pie del estribo se reduce significativamente, pudiendo resultar en la práctica 30% a 40% del valor dado por la última de las fórmulas anteriores.

$$K_{\phi} K_F K_h = \begin{cases} 2K_F \frac{L}{h} & \frac{L}{h} < 1 \\ 2K_F \cdot K_{\phi} \left(\frac{L}{h}\right)^{0,5} & 1 \leq \frac{L}{h} < 25 \\ 10 \cdot K_{\phi} & 25 \leq \frac{L}{h} \end{cases} \quad (34)$$

Artículo 71. El factor K_{σ} específico para evaluar la influencia de la dispersión de arenas no-uniformes, deberá tomarse como K_{σ} igual a la unidad. Cuando el lecho es grueso y de granulometría extendida, la socavación que dan las fórmulas anteriores puede ser excesivamente conservadora al no tomar en cuenta efectos de acorazamiento y de tamaño relativo del sedimento con respecto al ancho del estribo o espigón. Dado que no existen estudios sistemáticos de este fenómeno y que la sobreestimación puede conducir a recomendaciones de diseño irreales, se deberá incorporar el efecto de acorazamiento por medio de las relaciones aplicables a pilas mediante el coeficiente K_d .

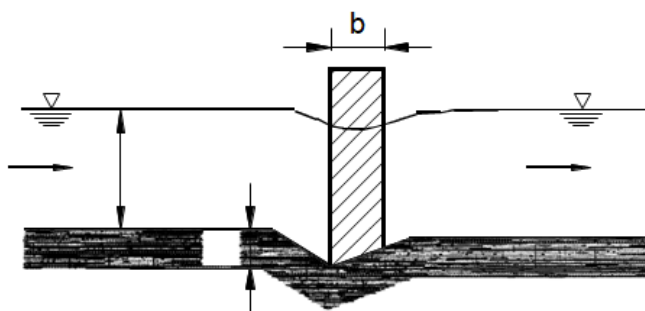
Artículo 72. Para tomar en cuenta el efecto sobre la socavación que tiene un flujo sin arrastre (condición en agua clara) y con transporte incipiente, se deberá utilizar el coeficiente K_l , de intensidad de flujo de la ecuación (35), donde V es la velocidad media y V_c es la velocidad crítica de arrastre del flujo en la sección, para el diámetro de sedimento representativo del lecho. Puede apreciarse que si la velocidad media del flujo está por debajo de la velocidad crítica de arrastre, la socavación deberá afectarse de un factor menor que la unidad, con lo cual la profundidad de socavación disminuye. En todo caso, la condición de socavación más desfavorable es la que está asociada al régimen de transporte incipiente, o sea $K_l = 1$.

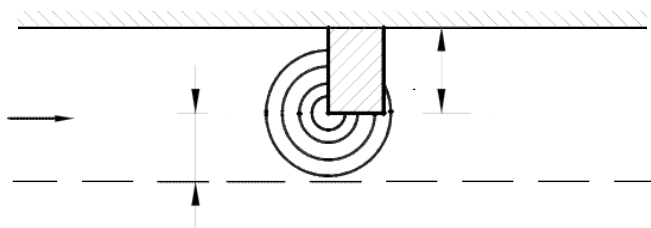
$$K_l = \begin{cases} \frac{V}{V_c} & \text{si } \frac{V}{V_c} < 1,0 \\ 1 & \text{si } \frac{V}{V_c} \geq 1,0 \end{cases} \quad (35)$$

Artículo 73. La extensión lateral “e” del bulbo de socavación al pie de los estribos, definida según la FIGURA 7, se podrá calcular según la fórmula de Laursen, presente en la ecuación 36.

$$e = 2,75S_e \quad (36)$$

FIGURA 7
EXTENSION LATERAL DEL BULBO DE SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS





SECCIÓN 4 SOCAVACIÓN GENERAL DEL CAUCE

Artículo 74. La máxima socavación general posible de ocurrir es aquella en la cual el lecho se profundiza hasta que se alcanza la condición hidráulica de transporte incipiente o crítico; es decir, la velocidad del flujo en la sección mojada se reduce hasta el límite en que la corriente ya no puede movilizar y arrastrar más material desde el lecho. Al mismo tiempo, puede suponerse que la alimentación de material proveniente de aguas arriba se interrumpe y por lo tanto, al tramo socavado no llega sedimento mientras transcurre el proceso. Planteado el problema así, su cuantificación se reduce a determinar cuál es la nueva sección que debería tener el cauce de manera que se verifique que el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente, bajo condiciones hidrológicas predeterminadas. El proyectista deberá analizar este tipo de socavación. Los métodos disponibles son de Neill y de Litchvan-Levediev. Por medio de los cuales se permite realizar el cálculo de la sección socavada imponiendo la condición de que en ella la velocidad de escurrimiento iguale a la velocidad crítica de arrastre.

En el método de Neill se deberá emplear como fórmulas de velocidad crítica de arrastre la que se indica en la ecuación (III – 37) para sedimentos finos, o en la ecuación 38 para sedimentos grueso. Para sedimentos finos (arenosos) se utiliza $k_s = D_{65}$ y $D = D_{50}$ o $D = D_m$, en tanto que para sedimentos gruesos de granulometría extendida, que presentan tendencia al acorazamiento, se utiliza $D = D_{84}$, $D = D_{90}$ o $D = D_{95}$ según la mayor dispersión granulométrica que presente la distribución. Aquí D_x con $x = 50, 65, 84, 90$ o 95 representa el diámetro $x\%$ que pasa determinado de la curva granulométrica del lecho y D_m el diámetro medio. La determinación de la sección socavada deberá realizarse considerando de manera explícita su geometría. Para ello se deberá dividir la sección en franjas o subsecciones como se indica en la

Artículo 75. FIGURA 8 y luego determinar en cada una de ellas la máxima altura de agua que iguala a la altura crítica de arrastre h_c . La socavación de la franja j denominada s_j , queda definida como se indica en la ecuación 39; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, donde la altura de la franja socavada es h_{cj} y de la franja original sin socavar es h_j . Igualando los caudales de las dos expresiones anteriores, reemplazando V_{ej} en las ecuaciones correspondientes de velocidad crítica anteriormente indicadas, se despeja h_{ej} resultando las expresiones 40 o la 41. Donde q_j es el caudal por unidad de ancho asociado a la franja j , que se calcula mediante la expresión (III – 42).

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 0,787 \left(\frac{h_c}{D}\right)^{-0,5} \text{Ln} \left(\frac{12h_c}{k_s}\right) \quad \text{(III – 37) Velocidad Crítica para Sedimentos Finos}$$

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 1,81 \left(\frac{h_c}{D}\right)^{-0,33} \quad \text{(III – 38): Velocidad Crítica para Sedimentos Arenosos}$$

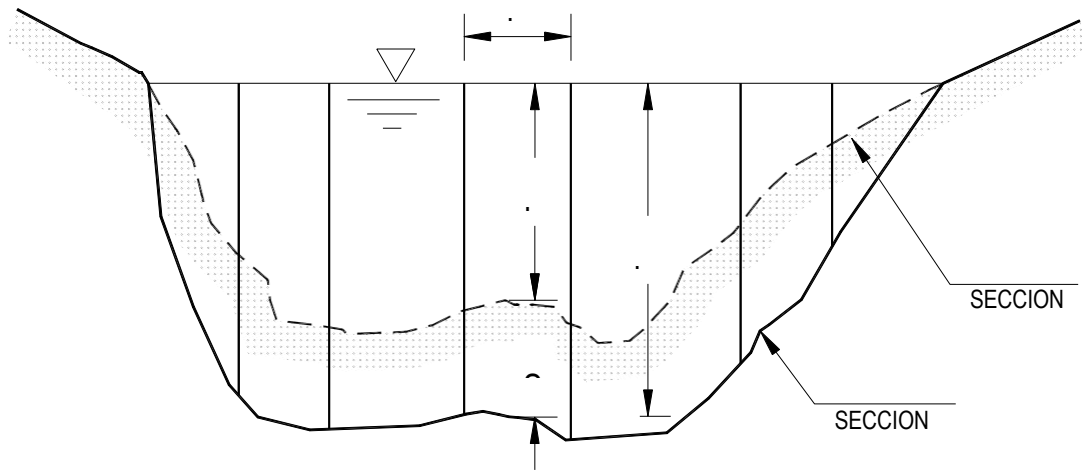
Donde

V_e = Velocidad crítica de arrastre (m/s)

h_e = Altura de escurrimiento para la condición de arrastre crítico (m)

- D = Diámetro representativo del sedimento del lecho (m)
- k_s = Aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga
- g = Aceleración de gravedad (m/s)

FIGURA 8
ESQUEMA DE CÁLCULO DE LA SECCION SOCAVADA SEGÚN METODO DE NEILL



$$s_j = h_{ej} - h_j \quad (III - 39)$$

$$h_{cj} \cdot \text{Ln} \left(\frac{12h_{cj}}{k_s} \right) = \frac{q_j}{0,787 \cdot \sqrt{g \cdot D}} \quad (III - 40) \text{ Altura de socavación en la franja } j \text{ para sedimentos finos}$$

$$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1,81 \cdot \sqrt{g} \cdot D^{0,33}} \right)^{0,855} \quad (III - 41): \text{ Altura de socavación en la franja } j \text{ para sedimentos gruesos}$$

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j} = \frac{1}{B_j} \cdot \left(\frac{\Omega_j}{\Omega} \right) \cdot \left(\frac{R_j}{R} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{n}{n_j} \right) \cdot Q \quad (III - 42)$$

Donde:

Q = Caudal total de la franja j (m³/s).

B_j^j = Ancho de la franja j (m).

Ω_j = Area de la franja j (m²).

R_j = Radio hidráulico de la franja j (m) que se calcula $\Omega_j / B_j \Rightarrow R_j = \Omega_j / B_j$

n_j = Rugosidad de Manning de la franja j

Ω, R, n, Q = Las mismas variables ya definidas para la sección total.

CAPITULO VI ALCANTARILLAS COMO OBRAS DE ALIVIO

Artículo 76. Para el diseño de alcantarillas como obras de alivio en la planicie de inundación de un cuerpo de agua, el proyectista deberá seguir los lineamientos indicados en el Capítulo DRENAJE TRANSVERSAL A LA CARRTERA del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

CAPITULO VII DRENAJE DEL TABLERO DEL PUENTE

SECCIÓN 1 CRITERIOS DE DISEÑO

Artículo 77. El proyectista deberá considerar los lineamientos indicados en la Sección CRITERIOS DE DISEÑO del Capítulo DRENAJE DE LA PLATAFORMA del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

SECCIÓN 2 BAJADAS DE AGUA Y SISTEMAS COLECTORES

Artículo 78. El proyectista deberá considerar los lineamientos indicados en la Sección CUNETAS, CANALES LONGITUDINALES, BAJADAS DE AGUA Y SISTEMAS COLECTORES del Reglamento de Diseño de Carreteras de la República Dominicana.

CAPITULO VIII INTERRELACIÓN CON LOS ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Artículo 79. En el caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se deberá realizar tomando en cuenta los aspectos de ingeniería estructural, geotécnica e hidráulica en forma conjunta. El nivel de ubicación de la cimentación depende del tipo de cimentación, esto es, si es superficial o profunda, si va apoyada sobre suelo, roca erosionable o roca resistente, etc.

Artículo 80. Para el caso de cimentaciones superficiales, el fondo de la cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación máxima calculada, estimado en por lo menos 1.00m (40.0 in). Si la cimentación se apoya en roca buena, resistente a la socavación, se diseñará y construirá manteniendo la integridad de la roca.

Artículo 81. Para el caso de cimentaciones profundas como pilotes hincados, pilotes perforados, etc., la longitud efectiva de cálculo de su profundidad se deberá tomar desde el nivel de la socavación total máxima hasta la parte inferior del pilote.

Artículo 82. Si una zapata se apoya sobre pilotes para transmitirles las cargas que soporta, la parte superior de esta zapata deberá estar por debajo de la socavación estimada por contracción, con la finalidad de minimizar la obstrucción al flujo de la inundación y que se produzca socavación local.

CAPITULO IX INFORMACIÓN DE APOYO

Artículo 83. Para el óptimo logro de los objetivos, el estudio de hidrología e hidráulica deberá apoyarse en la siguiente información adicional:

- a) Perfil estratigráfico del suelo.
- b) Tamaño, gradación del material del lecho.
- c) Secciones transversales del cauce.
- d) Vista en planta del curso de agua.
- e) Características de la cuenca.
- f) Datos de erosión en otros puentes.
- g) Historial de avenidas.
- h) Ubicación del puente respecto a otras estructuras.
 - 1. Carácter del curso de agua (perenne, intermitente, etc.).
 - 2. Geomorfología del lugar (con llanuras de inundación; cruza deltas o abanicos aluviales, meandros, recto, trenzado, etc.).
- i) Historial erosivo del curso de agua.
- j) Historial de desarrollo del curso de agua y de la cuenca. Adquirir mapas, fotografías aéreas; entrevistar residentes locales; revisar proyectos de recursos hídricos planificados a futuro.
- k) Evaluación cualitativa del lugar con un estimado del potencial de movimiento del curso de agua y su efecto sobre el puente.

CAPITULO X DOCUMENTACIÓN REQUERIDA

Artículo 84. Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- a) Características del río en la zona del proyecto.
- b) Régimen de caudales.
- c) Características hidráulicas.
- d) Caudal de diseño y periodo de retorno.
- e) Definición de la luz del puente y de los niveles del fondo de la superestructura.
- f) Profundidad de socavación potencial total.
- g) Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación teniendo en cuenta la profundidad de socavación.
- h) Características de las obras de defensa, de encauzamiento y obras complementarias.
- i) Conclusiones y recomendaciones.

TITULO IV

ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

CAPÍTULO I

ESTUDIOS GEOLÓGICOS

SECCIÓN 1

OBJETIVOS Y ALCANCE

Artículo 85. OBJETIVOS. Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran en el sitio, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

Artículo 86. ALCANCE. El programa de estudios deberá considerar exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto. Los estudios geológicos comprenderán:

- a) Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- b) Descripción geomorfológica.
- c) Zonificación geológica de la zona.
- d) Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.
- e) Para puentes sobre cursos de agua, en la sección del cruce, dentro de la profundidad de máxima erosión esperada, extraer muestras a cada metro de sondeo, caracterizar y analizar granulometría. O como mínimo extraer los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de la socavación.
- f) Definición de zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- g) Recomendación de canteras para materiales de construcción.
- h) Identificación y caracterización de fallas geológicas.
- i) Entre otros.

CAPÍTULO II

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

SECCIÓN 1

OBJETIVOS Y ALCANCES

Artículo 87. OBJETIVO. Establecer los requisitos mínimos que se deberán cumplir para la realización de los estudios geotécnicos en proyectos de puentes, los cuales estarán fundamentados en la investigación del subsuelo con el fin de que las recomendaciones geotécnicas para el diseño y construcción de los sistemas de fundaciones se correspondan con los hallazgos encontrados en el subsuelo, para soportar la estructura, acorde con los criterios de seguridad estructural prescriptos.

Artículo 88. CAMPO DE APLICACIÓN. Este reglamento será de aplicación para todos los proyectos de los puentes a ser construidos en el Territorio Nacional, así como a las existentes, cuyo

diseño de fundaciones estará basado en los estudios geotécnicos aquí requeridos, conforme al informe aprobado y debidamente comprobado en el terreno, para garantizar que cumpla con las características propias del sub-suelo donde será erigido el puente.

SECCIÓN 2

REGLAMENTACION A UTILIZAR Y NECESIDAD DE INFORMACIÓN.

Artículo 89. REGLAMENTACION A UTILIZAR. Para la determinación de la cantidad y profundidad de los ensayos a realizar en estribos, pilas y muros de contención se deberán adoptar las prescripciones del presente Capítulo (Ver también TITULO VIII de la UNIDAD II: FUNDACIONES). Adicionalmente, se deberán seguir los siguientes lineamientos:

- a) Para la determinación de la cantidad y profundidad de los ensayos a realizar en estribos, pilas y muros de contención se deberán adoptar las prescripciones del presente Capítulo y las recomendaciones del TITULO VIII de la UNIDAD II: FUNDACIONES.
- b) Para la caracterización geotécnica del subsuelo, los criterios de seguridad, las prescripciones para cimentaciones superficiales y profundas, las disposiciones para obras de retención y taludes y la determinación del potencial de licuefacción se podrán utilizar tanto los requerimientos del Proyecto de Reglamento para la Realización de Estudios Geotécnicos en Edificaciones editado por el MOPC en diciembre de 2019 como el Título VIII de la UNIDAD II (FUNDACIONES) del presente Reglamento de Diseño de Puentes.
- c) Para los criterios de seguridad se podrán aplicar tanto el método de las “tensiones admisibles” del Proyecto de Reglamento para la Realización de Estudios Geotécnicos en Edificaciones editado por el MOPC en diciembre de 2019 como el método LRFD en el que se basan todos los TÍTULOS del presente Reglamento de Diseño de Puentes.
- d) Si se aplica el método de las tensiones admisibles deberá procederse en forma completa de acuerdo al Proyecto de Reglamento para la Realización de Estudios Geotécnicos en Edificaciones editado por el MOPC en diciembre de 2019, exceptuando la determinación de la cantidad y profundidad de los ensayos a realizar en estribos, pilas y muros de contención que serán realizados acorde al presente Reglamento.

Artículo 90. NECESIDAD DE INFORMACIÓN. Los requisitos esperados del proyecto se analizan para determinar el tipo y la cantidad de información a ser desarrollada durante la exploración geotécnica. Este análisis deberá consistir como mínimo en lo siguiente:

- a) Identificar requisitos de diseño y de factibilidad de construcción, por ejemplo, proporcionar la separación de grado, las cargas a soportar provenientes de la superestructura del puente, proporcionar excavación seca, y sus efectos sobre la información geotécnica necesaria.
- b) Identificar los criterios de desempeño, por ejemplo, asentamiento limite, restricción vial, proximidad de las estructuras adyacentes y las limitaciones del cronograma.
- c) Identificar áreas con problemas geológicos en el sitio y la variabilidad potencial de la geología local.
- d) Identificar áreas con problemas hidrológicos en el sitio, por ejemplo: lugares potencialmente erosionables o socavables.
- e) Desarrollar la probable secuencia y fases de la construcción y sus efectos sobre la información geotécnica necesaria.
- f) Identificar los análisis ingenieriles que deben realizarse, por ejemplo, capacidad de carga, asentamiento y estabilidad global.

- g) Identificar las propiedades ingenieriles y los parámetros necesarios para estos análisis.
- h) Determinar métodos para obtener los parámetros y evaluar la validez de tales métodos para el tipo de materiales y métodos de construcción.
- i) Determinar el número de pruebas/muestras y los lugares apropiados para ello.

CAPÍTULO III PUNTOS DE EXPLORACIÓN Y UBICACIÓN DE LOS MISMOS

Artículo 91. NÚMERO Y UBICACIÓN DE SONDEOS. Para determinar el número y la ubicación de los sondeos, se deberá cumplir con los siguientes lineamientos:

- a) **Cimentaciones superficiales.** Para subestructuras como pilas o estribos, de ancho menor o igual a 30 metros, mínimo un punto de exploración por subestructura. Para subestructuras con anchos mayores que 30 metros, mínimos 2 puntos de exploración por subestructura. Deberán suministrarse puntos adicionales de exploración si se encuentran condiciones superficiales erráticas.
- b) **Cimentaciones profundas.** Para subestructuras como pilas o estribos de puentes, de ancho menor o igual a 30 metros, mínimo un punto de exploración por subestructura. Para subestructuras con anchos mayores que 30 metros, un mínimo de dos puntos de exploración por subestructura. Deberán suministrarse puntos adicionales de exploración si se encuentran condiciones superficiales erráticas especialmente en el caso de pilotes encajados dentro del lecho rocoso.
- c) **Muros de Contención** Un punto de exploración para cada muro de contención como mínimo. Para muros de contención de más de 30 m de longitud, los puntos de exploración deberán estar espaciados entre 30 y 60 m con ubicaciones alternadas al frente y detrás del muro. Para muros anclados, los puntos adicionales de exploración en la zona de anclaje deberán estar espaciados entre 30 y 60 m. Para muros clavados al suelo, los puntos adicionales de exploración a una distancia de 1.0 a 1.5 veces la altura del muro detrás del muro deberán estar espaciados entre 30 y 60 m.

Artículo 92. PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS. La profundidad de los sondeos deberá seguir los lineamientos indicados a continuación:

- a) Cimentaciones superficiales. Deberá investigarse por debajo de la parte inferior del muro por lo menos a la profundidad donde el incremento del esfuerzo debido a la carga de cimentación estimada sea menor que el diez por ciento del esfuerzo efectivo de sobrecarga existente a esa profundidad, y entre una y dos veces la altura del muro. La profundidad de exploración deberá ser suficiente para penetrar completamente suelos blandos altamente compresibles, por ejemplo, turba, limo orgánico, o suelos blandos de grano fino, y alcanzar material competente con capacidad de carga adecuada, por ejemplo, suelo cohesivo rígido a duro, suelo no cohesivo compacto denso o lecho de rocoso. La profundidad de exploración deberá ser:
 1. Suficiente como para penetrar completamente suelos no aptos para cimentación, por ejemplo, turba, limo orgánico o suelos blandos de grano fino, y alcanzar material competente con capacidad de carga adecuada, por ejemplo, suelo cohesivo rígido a duro, suelo no cohesivo, compacto a denso armonía, o lecho rocoso.
 2. Por lo menos a una distancia donde el incremento del esfuerzo debido a la carga de cimentación estimada sea menor que el diez por ciento del esfuerzo efectivo de sobrecarga existente a esa profundidad;

3. Si el lecho rocoso se encuentra antes de la profundidad requerida por el segundo criterio citado anteriormente, la profundidad de exploración deberá ser suficiente para penetrar un mínimo de 3 metros dentro del lecho rocoso, pero la exploración de la roca deberá ser suficiente para caracterizar la compresibilidad del material de relleno de las proximidades de discontinuidades horizontales a discontinuidades horizontales.
 4. Deberá tenerse en cuenta que para condiciones muy variables del lecho rocoso, o en áreas donde sea probable encontrar rocas rodantes muy grandes, puede ser necesario más de 3 m de núcleo de roca para verificar que se trata de un lecho rocoso de calidad adecuada.
- b) Cimentaciones profundas. Para cimentaciones profundas, deberá contemplarse lo siguiente:
1. En suelos, la profundidad de exploración deberá extenderse por debajo de la cota de elevación proyectada de la punta del pilote hincado o perforado un mínimo de 6 metros o un mínimo de dos veces la dimensión máxima del grupo de pilotes, lo que sea mayor. Todas las perforaciones deberán extenderse a través de los estratos inapropiados tales como rellenos no consolidados, turba, materiales altamente orgánicos, suelos blandos de grano fino, y suelos sueltos de grano grueso hasta alcanzar materiales duros o densos.
 2. Para pilotes apoyados sobre roca, en cada punto de exploración deberá obtenerse un mínimo de 3 metros de núcleo de roca para verificar que la perforación no ha terminado sobre una roca rodante.
 3. Para pilotes perforados apoyados en o empotrados dentro de roca, bajo la cota proyectada para la punta del pilote deberá extenderse un mínimo de núcleo de roca de 3 metros ó 3 veces el diámetro del pilote para pilotes aislados o 2 veces la dimensión máxima del grupo de pilotes, lo que sea mayor, para determinar las características físicas de la roca dentro de la zona de influencia de la cimentación.
 4. Deberá tenerse en cuenta que para condiciones muy variables del lecho rocoso, o en áreas donde es probable encontrar rocas rodantes muy grandes, puede ser necesario más de 3 metros de núcleo de roca para verificar que se trata de un lecho rocoso de calidad adecuada

CAPÍTULO IV INFORME GEOTECNICO

Artículo 93. El Informe Geotécnico se realizará acorde al Capítulo V del TITULO II del Proyecto de Reglamento para la Realización de Estudios Geotécnicos en Edificaciones editado por el MOPC en diciembre de 2019 o del Título 8 de la UNIDAD II (FUNDACIONES) del presente reglamento de puentes.

TITULO V ESTUDIO SÍSMICO

CAPITULO I PROCEDIMIENTO PARTICULAR DE SITIO

Artículo 94. PROCEDIMIENTO PARTICULAR DE SITIO. Se deberá proceder como se indica a continuación:

- a) Deberá realizarse un Estudio Sísmico especial utilizando el Procedimiento Particular de Sitio descrito en R-001 o en su defecto en el TÍTULO III de la UNIDAD II del presente reglamento, que tenga por finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación si existe cualquiera de las condiciones siguientes:
1. El sitio está ubicado más cerca de una distancia de 10 km de una falla activa, y la fuente sísmica sea capaz de generar sismos de magnitud $M_n = 6$ o mayor.
 2. El sitio se clasifica como Perfil de Sitio Tipo F según R-001 (o en su defecto en el TÍTULO III del presente reglamento).
 3. Se esperan sismos de larga duración en la región.
 4. La importancia del puente (críticos o esenciales según clasificación sísmica) tal que deberá considerarse una probabilidad de excedencia más baja para el sismo de diseño (y, por ende, un periodo de retorno promedio más largo).
 5. Puentes colgantes, puentes atirantados, puentes de arco y todos aquellos puentes con sistemas estructurales no convencionales.
 6. Puentes con al menos un tramo de luz libre igual o mayor de 150 metros
 7. Otros puentes de gran longitud, incluyendo puentes continuos y simplemente apoyados de múltiples luces.
- b) Si se usan acelerogramas para caracterizar los efectos del sismo de diseño para el sitio, éstos deberán determinarse de acuerdo con AASHTO 4.7.4.3.4b.
- c) La intención de realizar un estudio probabilístico del movimiento del terreno en un sitio específico es el de desarrollar movimientos del terreno que sean más precisos para las condiciones sísmicas y de sitio locales del que puede determinarse de mapas nacionales de movimientos del terreno y el procedimiento de AASHTO 3.10.2.I.
- d) Como sismo de diseño se adoptará el evento que corresponde al 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición, lo que corresponde a un período de retorno promedio de aproximadamente 1000 años.
- e) El análisis deberá involucrar el establecimiento de:
1. Las fuentes sismogénicas que contribuyan a la amenaza sísmica en el sitio;
 2. Un límite superior de la magnitud del sismo máximo generado por la fuente sismogénica;
 3. Ecuaciones de atenuación que describan la media de los valores espectrales de aceleraciones y sus desviaciones estándar correspondientes;
 4. Una relación de recurrencia de magnitud para cada fuente sismogénica; y
 5. Una relación de longitud de ruptura con respecto a la magnitud para cada falla geológica contribuyente.
- f) Para la determinación del o los espectros de diseño se deberá realizar previamente:
1. Recopilación y clasificación de la información sobre los sismos observados en el pasado, con particular referencia a los daños reportados y a las posibles

- magnitudes y epicentros de los eventos. La información de sismos pasados deberá comprender una región en un radio no menor que 500 km desde el sitio en estudio.
2. Antecedentes geológicos, tectónica y sismotectónica y mapa geológico de la zona de influencia.
 3. Estudios de suelos, definiéndose la estratigrafía y las características físicas más importantes del material en cada estrato. Cuando sea procedente, deberá determinarse la profundidad de la napa freática.
 4. Prospección geofísica, si se requiere para completar información
- g) El procesamiento de la información se hará utilizando programas de cálculo de reconocida validez y debidamente documentados. Deberán igualmente justificarse las expresiones utilizadas para correlacionar los diversos parámetros.
 - h) Los espectros de respuesta serán definidos a partir de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento máximos, considerando relaciones típicas observadas en condiciones análogas.
 - i) Cuando la estratigrafía sea aproximadamente uniforme, los estudios de amplificación sísmica podrán realizarse con un modelo mono-dimensional. El modelo deberá ser capaz de transmitir componentes de hasta 25 Hertz sin filtrar significativamente la señal.
 - j) Deberán tenerse en cuenta las incertidumbres en la modelación de las fuentes sismogénicas y en los valores de los diferentes parámetros. Se requiere documentar detalladamente el análisis de los movimientos del terreno y este análisis deberá ser revisado y aprobado por un grupo de expertos designado por la entidad contratante.
 - k) Donde se requiera un análisis para determinar los efectos de la respuesta dinámica del suelo en el sitio para Perfiles de Sitio Tipo F, se deberá determinar la influencia de las condiciones locales del sitio con base en investigaciones geotécnicas del sitio en particular y uno o varios análisis de la respuesta dinámica del suelo en el sitio.
 - l) Para sitios ubicados no más de 10 km de una zona activa sísmicamente o de una falla local superficial deberán realizarse estudios de respuesta de campo cercano de los movimientos sísmicos del terreno para determinar si estos efectos de campo cercano pueden influir significativamente en la respuesta sísmica del puente.

CAPITULO II DOCUMENTACION

Artículo 95. DOCUMENTACIÓN. El estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- a) Base de datos de eventos sísmicos utilizada para el estudio.
- b) Resultados de los estudios de geología, tectónica y sismotectónica de suelos y de la prospección geofísica.
- c) Hipótesis y modelos numéricos empleados, justificando los valores utilizados. Esta información deberá ser presentada con un detalle tal que permita a cualquier otro especialista reproducir los resultados del estudio.
- d) Espectros de respuesta a nivel del basamento rocoso y a nivel de cimentación.
- e) Conclusiones y recomendaciones.

TITULO VI

ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO

CAPITULO I

OBJETIVOS, ALCANCE Y DOCUMENTACIÓN

Artículo 96. OBJETIVOS. Preparar anteproyectos en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente (estudios de ingeniería básica) y a las diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación Técnico - Económica elegir la o las soluciones más convenientes.

Artículo 97. ALCANCE. Se definirán las características básicas o esenciales del puente de cada alternativa de anteproyecto a nivel de un pre-dimensionamiento y que permita su evaluación técnica y económica antes de su desarrollo definitivo. El anteproyecto deberá definir como mínimo lo siguiente:

- a) Longitud total y tipo de estructura.
- b) Dimensiones de las secciones transversales típicas.
- c) Altura de la rasante y gálibo.
- d) Tipo de estribos y cimentación, anotando las dimensiones básicas.
- e) Longitud de accesos.
- f) Procedimientos constructivos.
- g) Metodologías principales de cálculo.
- h) Cómputos, costos estimados y presupuesto.
- i) Plano topográfico de ubicación del puente con indicación de los puntos de referencia y niveles.
- j) Criterios de hidrología, hidráulica y geotecnia que justifique la solución adoptada.

Artículo 98. DOCUMENTACIÓN DE ALTERNATIVAS. El estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá como mínimo, lo siguiente:

- a) Descripción y análisis de cada alternativa.
- b) Planos de planta, elevación cortes principales y plano de ubicación para cada alternativa.
- c) Conclusiones y recomendaciones.

TITULO VII

CLASIFICACION DE PUENTES

CAPITULO I CLASIFICACION DE PUENTES

Artículo 99. Los puentes se clasifican de diferentes maneras:

- a) **Según la Naturaleza de la Vía Soportada.** Se distinguen puentes para tránsito automotor, para ferrocarril, para trenes eléctricos de pasajeros, para acueductos, puentes para peatones y los puentes para aviones que existen en los aeropuertos; también existen puentes de uso múltiple.
- b) **Según el Material.** Existen puentes de piedra, madera, sogas, hierro, acero, concreto armado, concreto preesforzado, y últimamente de materiales compuestos (fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.). La clasificación se hace considerando el material constitutivo de los elementos portantes principales.
- c) **Según la Forma de la Geometría en Planta.** Los puentes pueden ser rectos, esviados o curvos.
- d) **Según su Posición Respecto a la Vía Considerada.** Se clasifican como pasos superiores y pasos inferiores.
- e) **Según el Tiempo de Vida Previsto.** Los puentes se clasifican en puentes definitivos y en puentes temporales:
 1. **Puentes Definitivos.** Los puentes definitivos deberán ser diseñados para una vida en servicio de 75 años. Las Especificaciones del presente Manual han sido elaboradas con ese objetivo. Para los puentes definitivos se deberá dar preferencia a los esquemas estructurales con redundancia, ductilidad, mayor durabilidad y facilidad de mantenimiento.
 2. **Puentes Temporales.** Los puentes temporales son aquellos cuya utilización deberá ser por un tiempo limitado no mayor de 5 años. Para los puentes temporales se pueden utilizar esquemas estructurales con menor redundancia, por ejemplo: puentes prefabricados modulares simplemente apoyados, en cuyo caso se deberá usar un factor de redundancia ≥ 1.05 . En cuanto a los materiales estos serán de acuerdo a las Especificaciones particulares que establezca la Entidad en cada caso. Los puentes temporales deberán ser diseñados para las mismas condiciones y exigencias de seguridad estructural que los puentes definitivos.
- f) **Según la Demanda de Tránsito y Clase de la Carretera.**
 1. Se clasificarán de la siguiente forma:
 - I. Puentes para Autopistas de Primera Clase.
 - II. Puentes para Autopistas de Segunda Clase.
 - III. Puentes para Carreteras de 1ra. Clase.
 - IV. Puentes para Carreteras de 2da. Clase.
 - V. Puentes para Carreteras de 3ra. Clase
 2. La sección transversal en los puentes deberá mantener la sección típica del tramo de la carretera en el que se encuentra el puente, incluyendo las bermas.
 3. El diseño geométrico de la sección transversal de los puentes, deberá cumplir con lo establecido en las normas de diseño.

- g) **Clasificación de Acuerdo a la Importancia Operativa.** Para el diseño del puente, el propietario deberá asignar la importancia operativa del puente de acuerdo a la clasificación indicada en este punto. Mediante este factor, se deberá incrementar los efectos de las cargas de diseño para los puentes importantes y se disminuye para los puentes relativamente menos importantes.
1. Puentes Importantes.
 2. Puentes Típicos.
 3. Puentes relativamente menos importantes.
- h) Según el Sistema de Construcción
1. Puente Segmentales.
 2. Puente Lanzados.
 3. Puente sobre encofrados a retirar.
 4. Puente Prefabricados.
- i) **Clasificación para Fines del Diseño Sísmico.** Para fines del diseño sísmico de los puentes, el Propietario deberá clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia: Puente Críticos, Puentes Esenciales u Otros puentes.
1. **Puentes Críticos.** Son aquellos puentes que deben permanecer abiertos para el tránsito de todo tipo de vehículos después del sismo de diseño y que deberán poder ser utilizados por vehículos de emergencia para propósitos de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un gran sismo, por ejemplo, un evento de periodo de retorno de 2500 años.
 2. **Puentes Esenciales.** Son aquellos puentes que deberán, como mínimo, estar abiertos para vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño, con un periodo de retorno de 1000 años.
 3. **Otros Puentes.** Los puentes que no son Críticos ni Esenciales

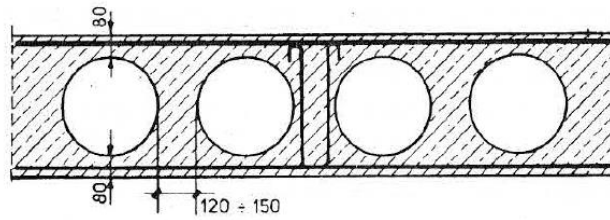
Artículo 100. Clasificación de los puentes según el Sistema Estructural Principal, según los siguientes lineamientos:

- a) **Los Puentes Tipo Viga.** Pueden ser de tramos simplemente apoyados, tramos isostáticos tipo Gerber o Cantiléver, tramos hiperestáticos o continuos. En los puentes tipo viga, el elemento portante principal está sometido fundamentalmente a esfuerzos de flexión y cortante. Los puentes losa se clasifican dentro de los puentes tipo viga, ya que el comportamiento estructural principal es de flexión y corte del elemento principal.
- b) **Los Puentes en Arco.** Pueden ser de muy diversas formas, de tablero superior, de tablero intermedio y de tablero inferior, de tímpano ligero o de tímpano relleno o tipo bóveda. Los puentes pórtico pueden ser considerados un caso particular de los puentes tipo arco, existen con columnas verticales y con columnas inclinadas.
- c) **Los Puentes Suspendidos.** Pueden ser colgantes, atirantados o una combinación de ambos sistemas.
- d) **Tipos de puente. – Dibujo**

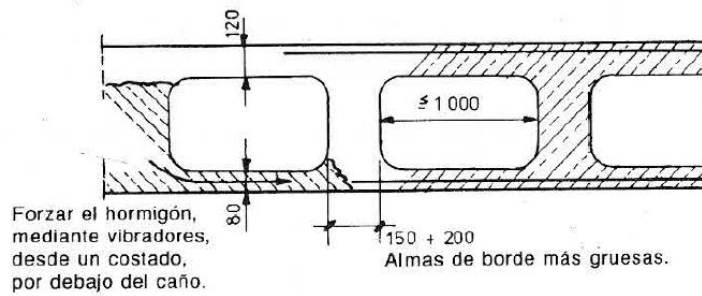
**FIGURA 9
LOSA MACIZA**



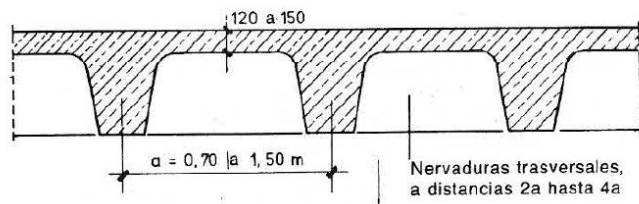
**FIGURA 10
LOSA ALIGERADA CON TUBOS CIRCULARES.**



**FIGURA 11
LOSA ALIGERADA CON TUBOS RECTANGulares**



**FIGURA 12
LOSA NERVURADA**



**FIGURA 13
LOSA MACIZA DE ESPESOR VARIABLE.**

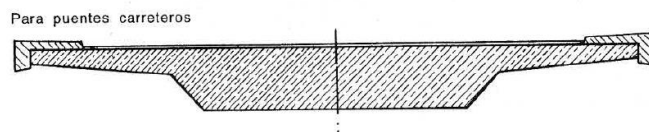


FIGURA 14
LOSA MACIZA ALIGERADA DE ESPESOR VARIABLE.

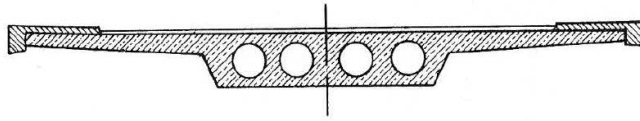


FIGURA 15
LOSA MACIZA DE ESPESOR VARIABLE CONTINUO.

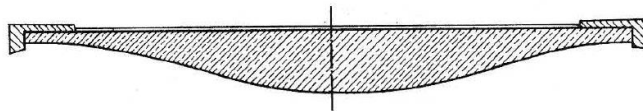


FIGURA 16
PUENTES VIGA DE ACERO.

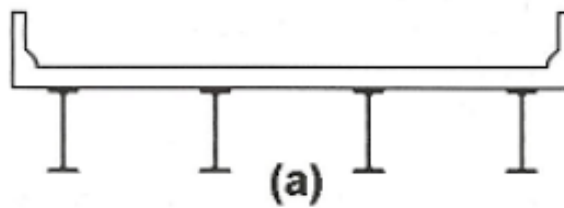


FIGURA 17
CAJONES CERRADOS DE ACERO CON LOSA "IN SITU"

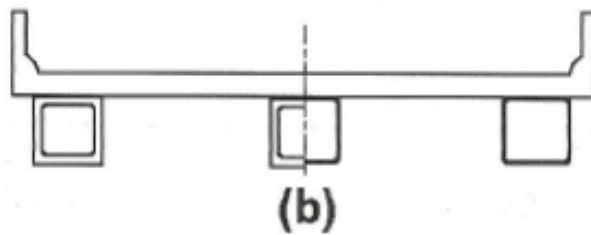


FIGURA 18
CAJONES ABIERTOS Y LOSA "IN SITU"

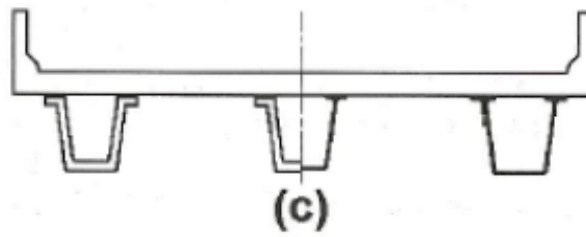


FIGURA 19
CAJON MULTICELULAR

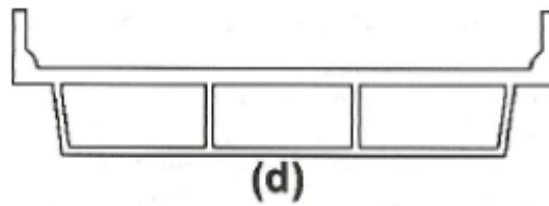


FIGURA 20
TABLERO DE HORMIGON ARMADO MONOLITICO.

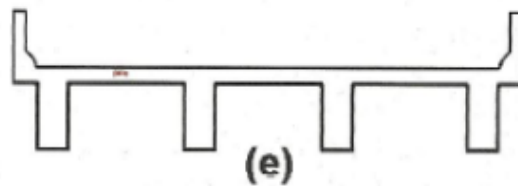


FIGURA 21
CAJON DE HORMIGON ARMADO CON LOSA "IN SITU" Y LLAVES DE CORTE.

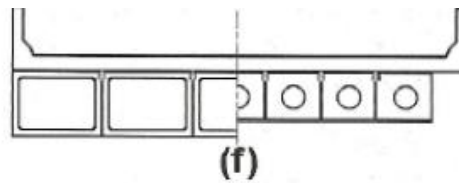


FIGURA 22
CAJON DE HORMIGON ARMADO Y LLAVES DE CORTE CON/SIN POSTENSADO.

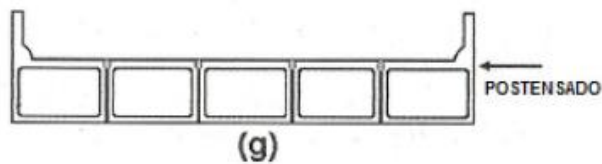


FIGURA 23
SECCIONES CANAL DE H°A° CON LLAVES DE CORTE

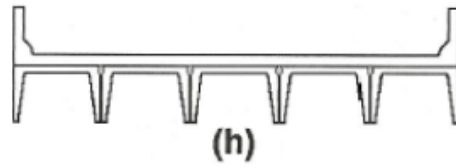


FIGURA 24
SECCION TIPO "PI" CON TRABAS DE CORTE Y CON/SIN POSTENSADO.

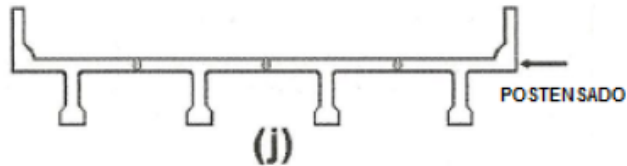


FIGURA 25
SECCION T DE HORMIGON ARMADO CON LLAVES DE CORTE Y CON/SIN POSTENSADO

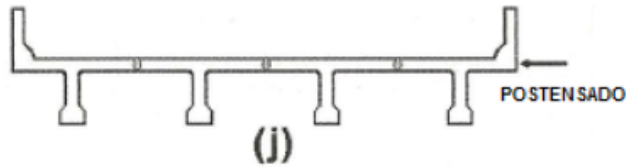


FIGURA 26
SECCIONES "I" O "T" CON LOSA "IN SITU" O PREFABRICADA.

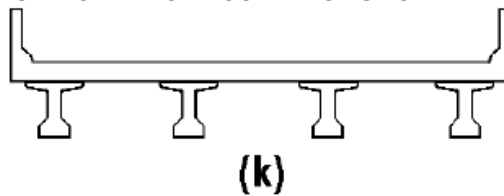


FIGURA 27
PORTICO TRIARTICULADO DE ACERO U HORMIGON (A)

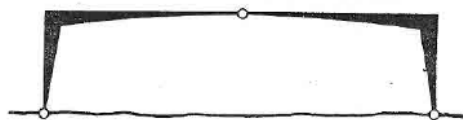


FIGURA 28
PORTICO TRIARTICULADO DE ACERO U HORMIGON (B)

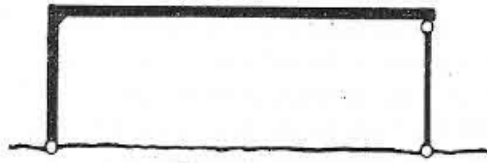


FIGURA 29
PORTICO BIARTICULADO DE ACERO U HORMIGON CON EVENTUAL TENSOR.

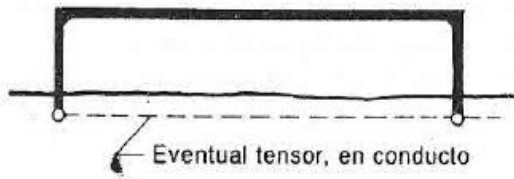


FIGURA 30
PORTICO CON PUNTALES INCLINADOS

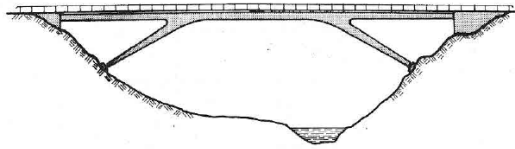


FIGURA 31
PORTICO CON PILARES EN TRIANGULO

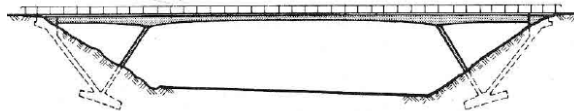


FIGURA 32
PUENTE EN ARCO CON TABLERO SUPERIOR

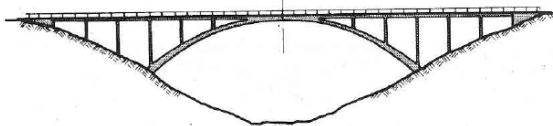


FIGURA 33
PUENTE EN ARCO CON TABLERO INFERIOR

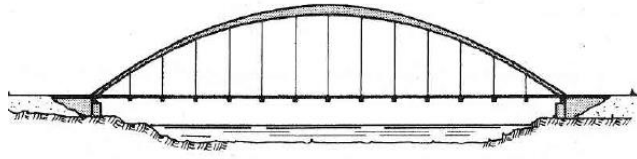


FIGURA 34
PUENTE EN ARCO CON TABLERO INTERMEDIO

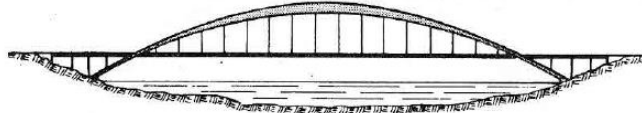


FIGURA 35
PUENTE ATIRANTADO CON CABLES EN FORMA DE ARPA

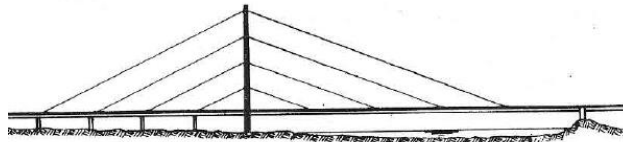


FIGURA 36
PUENTE ATIRANTADO CON CABLES EN FORMA DE ABANICO

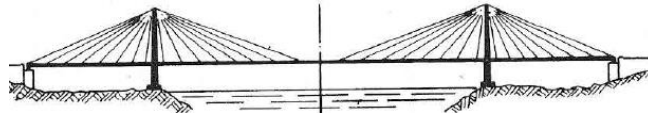


FIGURA 37
PUENTE SUSPENDIDO

