

Reglamento CIRSOC 804-4
Ministerio de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Obras Públicas

INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



***COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS***

***Estructuras enterradas y
revestimientos para túneles***

Julio 2023

**COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS**

***Estructuras enterradas y
revestimientos para túneles***

EDICIÓN JULIO 2023



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4779-3183**

**E-mail: cirsoc@inti.gob.ar
cirsoc@fm.gob.ar**

INTERNET:

www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc

Primer Director Técnico († 1980): **Ing. Luis María Machado**

Directora Técnica: **Inga. Marta S. Parmigiani**

Área Estructuras de Hormigón: **Ing. Daniel A. Ortega**

Área Administración, Finanzas y Promoción: **Lic. Mónica B. Krotz**

Área Diseño, Edición y Publicaciones: **Sr. Néstor D. Corti**

© 2023

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados.
Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso
en la Argentina.**

Printed in Argentina.

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Vivienda y Hábitat de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar – Grupo Arcelor Mittal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Federación Argentina de la Ingeniería Civil
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta
Asociación Argentina de Ensayos no Destructivos

Reconocimiento Especial

El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por habernos permitido adoptar de base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2012 del documento AASHTO LRFD Bridge Design Specification.

***ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN
DE LOS***

***COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS***

CIRSOC 804-4

***Estructuras Enterradas
y Revestimientos
para Túneles***

***Ing. Francisco Bissio
Ing. Victorio Hernández Balat
Ing. Daniel Ortega
Ing. Gustavo Soprano***

El Equipo Redactor contó con la colaboración de los siguientes profesionales:

Ing. Victor Fariña	DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD
Ing. Susana Faustinelli Ing. Guillermo Ferrando Ing. José Giunta Ing. Hugo Echegaray	CONSEJO VIAL FEDERAL
Ing. Diego Cernuschi	DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Ing. Máximo Fioravanti	ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA
Ing. Gabriel Troglia	COORDINADOR COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC
Ing. Juan José Goldemberg	SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA - SAIG
Ing. Javier Fazio Ing. Tomás del Carril Ing. Rogelio Percivatti Franco Ing. Martín Polimeni	ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES - AIE
Ing. Roberto Cudmani Ing. Juan Carlos Reimundín	COORDINADORES DEL REGLAMENTO CIRSOC 102-2005
Ing. Pedro Tommasi	UTN - CONCEPCIÓN DEL URUGUAY

Agradecimiento especial

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al Ing. Jorge Luis Briozzo la donación de la foto que ilustra la tapa de este Reglamento, que pertenece al **Túnel Carretero** de 730 m de longitud y 8,40 m de ancho sobre la **Ruta Nacional 75**, atravesando las Sierras de Velasco para vincular la Capital de **La Rioja** con **Villa Sanagasta**.*

INDICE

CAPÍTULO 12. ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y REVESTIMIENTOS PARA TÚNELES

C 12.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
C 12.2. DEFINICIONES (Este artículo no tiene comentarios)	1
C 12.3. SIMBOLOGÍA (Este artículo no tiene comentarios)	1
C 12.4. PROPIEDADES DEL SUELO Y DE LOS MATERIALES	1
C 12.4.1. Determinación de las propiedades del suelo	1
C 12.4.1.1. Requisitos generales	1
C 12.4.1.2. Suelos de fundación	1
C 12.4.1.3. Suelos utilizados como relleno envolvente	2
C 12.4.2. Materiales	3
C 12.4.2.1. Tubos y estructuras con chapas estructurales contruidos de aluminio (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 12.4.2.2. Hormigón (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 12.4.2.3. Tubos de hormigón prefabricado (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 12.4.2.4. Estructuras de hormigón prefabricado (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 12.4.2.5. Tubos y estructuras con chapas estructurales contruidos de acero (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 12.4.2.6. Estructuras con corrugado profundo	3
C 12.4.2.7. Armaduras de acero (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 12.4.2.8. Tubos termoplásticos	3
C 12.5. ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA	3
C 12.5.1. Requisitos generales	3
C 12.5.2. Estado límite de servicio	4
C 12.5.3. Estado límite de resistencia	4
C 12.5.4. Factores de modificación de las cargas y factores de carga (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 12.5.5. Factores de resistencia	4
C 12.5.6. Límites de flexibilidad y rigidez constructiva	5
C 12.5.6.1. Tubos de metal corrugado y estructuras contruidas con chapas estructurales corrugadas	5
C 12.5.6.2. Tubos metálicos y arcos cerrados con nervios en espiral (Este artículo no tiene comentarios)	5

C 12.5.6.3. Límites de flexibilidad y rigidez de construcción – Tubo termoplástico	5
C 12.5.6.4. Chapas de acero para revestimiento de túneles	5
C 12.6. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO	5
C 12.6.1. Cargas	5
C 12.6.2. Estado límite de servicio	6
C 12.6.2.1. Desplazamiento admisible (Este artículo no tiene comentarios)	6
C 12.6.2.2. Asentamiento	6
C 12.6.2.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	6
C 12.6.2.2.2. Asentamiento diferencial longitudinal (Este artículo no tiene comentarios)	6
C 12.6.2.2.3. Asentamiento diferencial entre la estructura y el relleno	6
C 12.6.2.2.4. Asentamiento de las zapatas	6
C 12.6.2.2.5. Cargas no equilibradas	6
C 12.6.2.3. Levantamiento	9
C 12.6.3. Seguridad contra las fallas del suelo	9
C 12.6.3.1. Capacidad de carga y estabilidad (Este artículo no tiene comentarios)	9
C 12.6.3.2. Relleno en las esquinas de los arcos metálicos cerrados (Este artículo no tiene comentarios)	9
C 12.6.4. Diseño hidráulico (Este artículo no tiene comentarios)	9
C 12.6.5. Socavación (Este artículo no tiene comentarios)	9
C 12.6.6. Envolvente de suelo	10
C 12.6.6.1. Instalaciones en zanja	10
C 12.6.6.2. Instalaciones bajo terraplén	10
C 12.6.6.3. Recubrimiento mínimo de suelo	10
C 12.6.7. Mínima separación entre múltiples líneas de tubos	11
C 12.6.8. Tratamiento de los extremos	11
C 12.6.8.1. Requisitos generales	11
C 12.6.8.2. Alcantarillas flexibles oblicuas respecto de la alineación de la carretera	11
C 12.6.9. Condiciones corrosivas y abrasivas	12
C 12.7. TUBOS, ARCOS Y ARCOS CERRADOS METÁLICOS	13
C 12.7.1. Requisitos generales	13
C 12.7.2. Seguridad contra las fallas estructurales	13
C 12.7.2.1. Propiedades de las secciones (Este artículo no tiene comentarios)	13
C 12.7.2.2. Empuje	13
C 12.7.2.3. Resistencia de las paredes (Este artículo no tiene comentarios)	13
C 12.7.2.4. Resistencia al pandeo	13
C 12.7.2.5. Resistencia de las costuras (Este artículo no tiene comentarios)	13
C 12.7.2.6. Requisitos para la manipulación y la instalación	13
C 12.7.3. Tubos con revestimiento interior liso (Este artículo no tiene comentarios)	13
C 12.7.4. Elementos rigidizadores para las estructuras construidas con chapas estructurales	13
C 12.7.5. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)	14
C 12.8. ESTRUCTURAS DE GRAN ANCHO CONSTRUIDAS CON CHAPAS ESTRUCTURALES	14

C 12.8.1. Requisitos generales	14
C 12.8.2. Estado límite de servicio	14
C 12.8.3. Seguridad contra las fallas estructurales	14
C 12.8.3.1. Propiedades de las secciones	14
C 12.8.3.1.1. Sección transversal	14
C 12.8.3.1.2. Control de la geometría (Este artículo no tiene comentarios)	14
C 12.8.3.1.3. Requisitos mecánicos y químicos (Este artículo no tiene comentarios)	14
C 12.8.3.2. Empuje (Este artículo no tiene comentarios)	14
C 12.8.3.3. Área de las paredes (Este artículo no tiene comentarios)	14
C 12.8.3.4. Resistencia de las costuras (Este artículo no tiene comentarios)	14
C 12.8.3.5. Elementos especiales aceptables	14
C 12.8.3.5.1. Rigidizadores longitudinales continuos (Este artículo no tiene comentarios)	15
C 12.8.3.5.2. Nervios rigidizadores (Este artículo no tiene comentarios)	15
C 12.8.4. Seguridad contra las fallas estructurales – Diseño de las fundaciones	15
C 12.8.4.1. Límites para el asentamiento	15
C 12.8.4.2. Reacciones de las zapatas de las estructuras en arco	15
C 12.8.4.3. Diseño de las zapatas (Este artículo no tiene comentarios)	17
C 12.8.5. Seguridad contra las fallas estructurales – Diseño de la envolvente de suelo	17
C 12.8.5.1. Requisitos generales	17
C 12.8.5.2. Requisitos constructivos	17
C 12.8.5.3. Requisitos de servicio	17
C 12.8.6. Seguridad contra las fallas estructurales – Diseño del tratamiento de los extremos	18
C 12.8.6.1. Requisitos generales	18
C 12.8.6.2. Tipos de extremos de camisa estándar	18
C 12.8.6.3. Apoyo equilibrado	19
C 12.8.6.4. Protección hidráulica	19
C 12.8.6.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	19
C 12.8.6.4.2. Protección del relleno	19
C 12.8.6.4.3. Muros de barrera (Este artículo no tiene comentarios)	19
C 12.8.6.4.4. Subpresión hidráulica	19
C 12.8.6.4.5. Socavación	19
C 12.8.7. Losas de alivio de hormigón	20
C 12.8.8. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)	20
C 12.8.9. Estructuras de chapas estructurales con corrugado profundo	20
C 12.8.9.1. Requisitos generales	20
C 12.8.9.2. Ancho del relleno estructural	20
C 12.8.9.2.1. Estructuras con corrugado profundo, con relación entre el radio de la corona y el radio de la cartela ≤ 5 (Este artículo no tiene comentarios)	20
C 12.8.9.2.2. Estructuras con corrugado profundo, con relación entre el radio de la corona y el radio de la cartela > 5 (Este artículo no tiene comentarios)	20
C 12.8.9.3. Seguridad contra las fallas estructurales	20
C 12.8.9.3.1. Requisitos de la chapa estructural	20
C 12.8.9.3.2. Análisis estructural	20
C 12.8.9.4. Profundidad mínima del relleno (Este artículo no tiene comentarios)	20
C 12.8.9.5. Empuje y momento combinados	20
C 12.8.9.6. Pandeo global	21

C 12.8.9.7. Conexiones	22
C 12.9. ESTRUCTURAS TIPO CAJÓN CONSTRUIDAS CON CHAPAS ESTRUCTURALES	22
C 12.9.1. Requisitos generales	22
C 12.9.2. Cargas	22
C 12.9.3. Estado límite de servicio	22
C 12.9.4. Seguridad contra las fallas estructurales	23
C 12.9.4.1. Requisitos generales	23
C 12.9.4.2. Momentos debidos a las cargas mayoradas	23
C 12.9.4.3. Capacidad de momento plástico	23
C 12.9.4.4. Factor que considera el recubrimiento de suelo sobre la corona, C_H	24
C 12.9.4.5. Reacciones de las zapatas (Este artículo no tiene comentarios)	24
C 12.9.4.6. Losas de alivio de hormigón	24
C 12.9.5. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)	24
C 12.10. TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO	24
C 12.10.1. Requisitos generales	24
C 12.10.2. Cargas	25
C 12.10.2.1. Instalaciones estándar	25
C 12.10.2.2. Peso del fluido dentro del tubo (Este artículo no tiene comentarios)	26
C 12.10.2.3. Sobrecargas (Este artículo no tiene comentarios)	26
C 12.10.3. Estado límite de servicio (Este artículo no tiene comentarios)	26
C 12.10.4. Seguridad contra las fallas estructurales	26
C 12.10.4.1. Requisitos generales	26
C 12.10.4.2. Método de diseño directo	26
C 12.10.4.2.1. Cargas y distribución del empuje	26
C 12.10.4.2.2. Análisis de las solicitaciones con el anillo del tubo (Este artículo no tiene comentarios)	26
C 12.10.4.2.3. Factores que consideran el proceso y los materiales (Este artículo no tiene comentarios)	26
C 12.10.4.2.4. Resistencia a flexión en el estado límite de resistencia	27
C 12.10.4.2.4a. Armadura circunferencial	27
C 12.10.4.2.4b. Armadura mínima (Este artículo no tiene comentarios)	27
C 12.10.4.2.4c. Armadura máxima a flexión sin estribos (Este artículo no tiene comentarios)	27
C 12.10.4.2.4d. Armadura para controlar la fisuración	27
C 12.10.4.2.4e. Mínimo recubrimiento de hormigón (Este artículo no tiene comentarios)	27
C 12.10.4.2.5. Resistencia al corte sin estribos	27
C 12.10.4.2.6. Resistencia al corte con estribos radiales (Este artículo no tiene comentarios)	27
C 12.10.4.2.7. Anclaje de los estribos	27
C 12.10.4.2.7a. Anclaje de los estribos para tracción radial	27
C 12.10.4.2.7b. Anclaje de los estribos para corte (Este artículo no tiene comentarios)	28
C 12.10.4.2.7c. Longitud embebida de los estribos (Este artículo no tiene comentarios)	28
C 12.10.4.3. Método de diseño indirecto	28
C 12.10.4.3.1. Capacidad de carga	28
C 12.10.4.3.2. Factor de asiento	28

C 12.10.4.3.2a. Factor de asiento para la carga de suelo en tubos circulares	28
C 12.10.4.3.2b. Factor de asiento para la carga de suelo en tubos elípticos y en arco (Este artículo no tiene comentarios)	28
C 12.10.4.3.2c. Factores de asiento para la sobrecarga (Este artículo no tiene comentarios)	28
C 12.10.4.4. Desarrollo del refuerzo de entramado del cuadrante	28
C 12.10.4.4.1. Armadura mínima de la jaula (Este artículo no tiene comentarios)	28
C 12.10.4.4.2. Longitud de anclaje de las mallas soldadas de alambres (Este artículo no tiene comentarios)	28
C 12.10.4.4.3. Desarrollo del refuerzo de entramado del cuadrante constituido por mallas soldadas de alambres lisos (Este artículo no tiene comentarios)	29
C 12.10.4.4.4. Desarrollo del refuerzo de entramado del cuadrante constituido por barras conformadas, alambres conformados, o mallas soldadas de alambres conformados (Este artículo no tiene comentarios)	29
C 12.10.5. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)	29
C 12.11. ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU Y PREFABRICADO, Y ARCOS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU	29
C 12.11.1. Requisitos generales	29
C 12.11.2. Distribución de cargas y sobrecargas	29
C 12.11.2.1. Requisitos generales	29
C 12.11.2.2. Modificación de las cargas de suelo para considerar la interacción suelo-estructura	30
C 12.11.2.2.1. Instalaciones en zanja y bajo terraplén (Este artículo no tiene comentarios)	30
C 12.11.2.2.2. Otras instalaciones (Este artículo no tiene comentarios)	30
C 12.11.2.3. Distribución de las cargas concentradas a la losa inferior de una alcantarilla tipo cajón	30
C 12.11.2.4. Distribución de las cargas concentradas en las alcantarillas tipo cajón oblicuas (Este artículo no tiene comentarios)	30
C 12.11.3. Estado límite de servicio	30
C 12.11.4. Seguridad contra las fallas estructurales	31
C 12.11.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	31
C 12.11.4.2. Momento de diseño para las alcantarillas tipo cajón (Este artículo no tiene comentarios)	31
C 12.11.4.3. Armadura mínima	31
C 12.11.4.3.1. Estructuras hormigonadas in situ (Este artículo no tiene comentarios)	31
C 12.11.4.3.2. Estructuras tipo cajón prefabricadas (Este artículo no tiene comentarios)	31
C 12.11.4.4. Recubrimiento mínimo de hormigón sobre las armaduras para las estructuras tipo cajón prefabricadas (Este artículo no tiene comentarios)	31
C 12.11.5. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)	31
C 12.12. TUBOS TERMOPLÁSTICOS	31
C 12.12.1. Requisitos generales	31

C 12.12.2. Estado límite de servicio	32
C 12.12.2.1. Requisitos generales	32
C 12.12.2.2. Requerimientos de deflexión	32
C 12.12.3. Seguridad contra las fallas estructurales	33
C 12.12.3.1. Requisitos generales	33
C 12.12.3.2. Propiedades de la sección	33
C 12.12.3.3. Requisitos químicos y mecánicos	33
C 12.12.3.4. Empuje	34
C 12.12.3.5. Cargas de servicio y mayoradas	34
C 12.12.3.6. Requisitos para la manipulación e instalación (Este artículo no tiene comentarios)	36
C 12.12.3.7. Prisma de suelo	36
C 12.12.3.8. Presión hidrostática	36
C 12.12.3.9. Sobrecarga	37
C 12.12.3.10. Resistencia de la pared	37
C 12.12.3.10.1. Resistencia al empuje axial	37
C 12.12.3.10.1a. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	37
C 12.12.3.10.1b. Área efectiva de pandeo local	37
C 12.12.3.10.1c. Deformación de compresión (Este artículo no tiene comentarios)	38
C 12.12.3.10.1d. Límites de deformación por empuje (Este artículo no tiene comentarios)	38
C 12.12.3.10.1e. Límites de deformación por pandeo general	38
C 12.12.3.10.2. Límites de deformación por flexión y empuje	39
C 12.12.3.10.2a. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	39
C 12.12.3.10.2b. Deformación combinada	39
C 12.12.4. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)	40
 C 12.13. CHAPAS DE ACERO UTILIZADAS COMO REVESTIMIENTO DE TÚNELES	 40
C 12.13.1. Requisitos generales	40
C 12.13.2. Cargas	41
C 12.13.2.1. Cargas de suelo	41
C 12.13.2.2. Sobrecargas (Este artículo no tiene comentarios)	41
C 12.13.2.3. Presión de inyección (Este artículo no tiene comentarios)	41
C 12.13.3. Seguridad contra las fallas estructurales	41
C 12.13.3.1. Propiedades de la sección (Este artículo no tiene comentarios)	41
C 12.13.3.2. Área de las paredes (Este artículo no tiene comentarios)	41
C 12.13.3.3. Pandeo	41
C 12.13.3.4. Resistencia de las costuras (Este artículo no tiene comentarios)	41
C 12.13.3.5. Rigidez constructiva	41
 C 12.14. ESTRUCTURAS DE TRES LADOS DE HORMIGÓN ARMADO PREFABRICADO	 42
C 12.14.1. Requisitos generales	42
C 12.14.2. Materiales	42
C 12.14.2.1. Hormigón (Este artículo no tiene comentarios)	42
C 12.14.2.2. Armadura (Este artículo no tiene comentarios)	42
C 12.14.3. Recubrimiento de hormigón sobre el refuerzo (Este artículo no tiene comentarios)	42
C 12.14.4. Propiedades geométricas (Este artículo no tiene comentarios)	42

C 12.14.5. Diseño	42
C 12.14.5.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	42
C 12.14.5.2. Distribución de los efectos de la carga concentrada en la losa superior y en los laterales (Este artículo no tiene comentarios)	42
C 12.14.5.3. Distribución de las cargas concentradas en las alcantarillas oblicuas (Este artículo no tiene comentarios)	42
C 12.14.5.4. Transferencia de corte en las juntas transversales entre secciones de una alcantarilla	42
C 12.14.5.5. Longitud del tramo (Este artículo no tiene comentarios)	43
C 12.14.5.6. Factores de resistencia (Este artículo no tiene comentarios)	43
C 12.14.5.7. Control de la fisuración (Este artículo no tiene comentarios)	43
C 12.14.5.8. Armadura mínima (Este artículo no tiene comentarios)	43
C 12.14.5.9. Control de las deflexiones en el estado límite de servicio (Este artículo no tiene comentarios)	43
C 12.14.5.10. Diseño de las zapatas (Este artículo no tiene comentarios)	43
C 12.14.5.11. Relleno estructural (Este artículo no tiene comentarios)	43
C 12.14.5.12. Protección contra la socavación y consideraciones hidrológicas e hidráulicas (Este artículo no tiene comentarios)	43
BIBLIOGRAFÍA, CAPÍTULO 12	45

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 12.

ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y REVESTIMIENTOS PARA TÚNELES

C 12.1. CAMPO DE VALIDEZ

El artículo 2.6.6 contiene consideraciones acerca del diseño hidráulico de las estructuras enterradas; la norma FHWA (1985) contiene métodos de diseño referentes con la ubicación, longitud y demás parámetros geométricos.

C 12.2. DEFINICIONES (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.3. SIMBOLOGÍA (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.4. PROPIEDADES DEL SUELO Y DE LOS MATERIALES

C 12.4.1. Determinación de las propiedades del suelo

C 12.4.1.1. Requisitos generales

Conocer la siguiente información puede resultar útil para el diseño:

- La resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación;
- Las características químicas del suelo y del agua superficial, por ejemplo el **pH**, la resistividad, el contenido de cloruros del suelo y el contenido de sulfatos del agua superficial;
- La hidrología de los cursos de agua, por ejemplo, la tasa de flujo y la velocidad, el ancho máximo, la profundidad admisible aguas arriba de la estructura, y el potencial de socavación; y
- Un estudio del comportamiento y el estado de las alcantarillas existentes en la proximidad de las obras proyectadas.

C 12.4.1.2. Suelos de fundación

El Artículo 10.4 contiene lineamientos generales acerca de las propiedades de los suelos de fundación. El comportamiento de los tubos rígidos depende de la estabilidad de las fundaciones y del lecho de asiento.

C 12.4.1.3. Suelos utilizados como relleno envolvente

Las Secciones 26 y 27 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications contienen criterios para la compactación de los suelos de relleno utilizados para alcantarillas flexibles y rígidas, respectivamente.

Las tensiones en las paredes de las estructuras enterradas son sensibles a la rigidez relativa del suelo y el tubo. La estabilidad de las alcantarillas flexibles frente al pandeo depende de la rigidez del suelo.

Al seleccionar el tipo de relleno a utilizar como envolvente se debe considerar la calidad del material y si éste es adecuado para lograr los requisitos del diseño. El orden de preferencia para seleccionar el relleno a utilizar como envolvente con base a su calidad se puede tomar de la siguiente manera:

- Arena y grava angular bien graduada;
- Arena y grava no angular bien graduada;
- Materiales fluidos, por ejemplo mezclas de cemento, suelo y ceniza volante, con los cuales se obtienen rellenos de baja densidad y baja resistencia, exclusivamente para aplicaciones en zanja;
- Arena o grava uniforme, siempre que se confirme que una vez colocada será densa y estable; es posible que con estos materiales sea necesario utilizar un filtro de tierra o geotextil para prevenir la migración de los finos;
- Arena o grava arcillosa de baja plasticidad; y
- Suelos estabilizados, los cuales sólo deben ser utilizados bajo la supervisión de un Ingeniero familiarizado con el comportamiento del material.

La restricción a los materiales que pasan los tamices **No. 100** y **No. 200**, para alcantarillas termoplásticas, tiene la intención de eliminar arenas finas uniformes para uso como recubrimiento de tubería. Dichos materiales son difíciles de trabajar, son sensibles al contenido de humedad, y no proporcionan apoyo comparable con el de materiales más gruesos o más ampliamente clasificados en los mismos porcentajes de densidad máxima. En casos especiales, el Ingeniero puede permitir excepciones a estas restricciones. Si así lo hace, debe presentar un plan adecuado para controlar el contenido de humedad y los procedimientos de compactación. Estos materiales limosos y arcillosos nunca deben ser utilizados en un sitio mojado. Se debe considerar mayores niveles de inspección si se aprueba dicho plan.

C 12.4.2. Materiales

C 12.4.2.1. Tubos y estructuras con chapas estructurales contruidos de aluminio (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.4.2.2. Hormigón (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.4.2.3. Tubos de hormigón prefabricado (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.4.2.4. Estructuras de hormigón prefabricado (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.4.2.5. Tubos y estructuras con chapas estructurales contruidos de acero (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.4.2.6. Estructuras con corrugado profundo

El refuerzo para estructuras con corrugado profundo puede consistir de perfiles estructurales, o chapa estructural de corrugado profundo que cumpla con los requisitos de la norma AASHTO M167, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto, con o sin lechada sin contracción, completado con conectores de corte.

C 12.4.2.7. Armaduras de acero (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.4.2.8. Tubos termoplásticos

Las especificaciones de materiales de AASHTO también incluyen una especificación provisional, MP 20, para tubos de polietileno reforzados con acero (PE) tubo nervurado, de **0,3 m** a **0,9 m** de diámetro. Las nervaduras de acero son los miembros principales de transmisión de carga para el tubo y el material termoplástico arriostra las nervaduras de acero contra la distorsión o el pandeo. El termoplástico también distribuye la carga entre los nervios. Es necesario evaluar la adecuación del sistema compuesto de revestimiento termoplástico y nervaduras de acero. Es importante asegurar que las deformaciones por tracción dentro del termoplástico no excedan la capacidad de deformación a largo plazo para el material termoplástico utilizado en la construcción del tubo. Se recomienda el análisis tridimensional de elementos finitos del perfil que ha sido calibrado contra los resultados de ensayos a escala real. Se considerarán las especificaciones de diseño de este producto, para incluirlas en este Reglamento, cuando se haya documentado un número satisfactorio de instalaciones instrumentadas para validar su comportamiento.

C 12.5. ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA

C 12.5.1. Requisitos generales

Los artículos 12.7 a 12.12 contienen procedimientos para determinar la resistencia nominal en los siguientes casos:

- Tubos, arcos cerrados, y arcos abiertos metálicos;
- Chapas estructurales de gran ancho;
- Estructuras tipo cajón contruidas con chapas estructurales;

- Tubos de hormigón armado prefabricado;
- Estructuras tipo cajón de hormigón armado in situ y prefabricado;
- Tubos termoplásticos, y
- Estructuras de chapas estructurales de corrugado profundo.

C 12.5.2. Estado límite de servicio

La flecha del revestimiento del túnel depende significativamente de la cantidad de sobreexcavación de la perforación y es afectada por la demora en la entibación o por una entibación inadecuada. La magnitud de la flecha no depende principalmente del módulo del suelo ni de las propiedades de las chapas utilizadas como revestimiento, de manera que no se la puede determinar aplicando las expresiones habituales para el cálculo de flechas.

Si las luces libres del túnel son significativas, el proyectista debe sobredimensionar la estructura para tener en cuenta la flecha.

C 12.5.3. Estado límite de resistencia

Las combinaciones de cargas correspondientes a los estados límite de Resistencia **III** y **IV** y el estado límite de evento extremo no son determinantes debido a la magnitud relativa de las cargas aplicables a las estructuras enterradas tal como se indica en el artículo 12.6.1. Se ha demostrado que las estructuras enterradas no son controladas por la fatiga.

Se exige el requisito de flexibilidad límite para algunas estructuras metálicas. Ver las disposiciones de diseño en el artículo 12.8.

Las geometrías de las paredes perfiladas de los tubos termoplásticos son muy variadas; algunos tubos termoplásticos tienen incluso secciones delgadas que pueden estar limitadas en función del pandeo local. El estado límite de resistencia para el área de la pared incluye la evaluación de la capacidad de la sección para el pandeo local.

C 12.5.4. Factores de modificación de las cargas y factores de carga (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.5.5. Factores de resistencia

Las instalaciones estándares, utilizadas en el diseño directo de tubos de hormigón, fueron desarrolladas con base en extensos estudios de parámetros utilizando el programa de interacción suelo-estructura, SPIDA.

Aunque investigaciones efectuadas en el pasado confirman que los modelos suelo-estructura, utilizados en el programa SPIDA, se correlacionan adecuadamente con las mediciones realizadas en campo, la variabilidad en los métodos de instalación y en los materiales utilizados para las alcantarillas hace recomendable que el diseño para las instalaciones Tipo I sea modificado. Esta revisión reduce la interacción suelo-estructura para las instalaciones Tipo I en un **10 por ciento**, hasta que se pueda obtener una documentación adicional de comportamiento respecto a la instalación en obra.

El nuevo método de diseño de termoplásticos evalúa más condiciones de carga que en especificaciones previas del AASHTO LRFD 2010. Se proporcionan factores de resistencia separados para cada modo de comportamiento. El factor de resistencia para pandeo se establece en **0,7** y se preserva el mismo nivel de seguridad que en ediciones previas del AASHTO LRFD 2010 con la inclusión del factor de instalación del artículo 12.12.3.5. El pandeo es un modo de falla indeseable para alcantarillas. El pandeo puede generar en colapso casi total de la alcantarilla y en el bloqueo de la vía de agua.

C 12.5.6. Límites de flexibilidad y rigidez constructiva

C 12.5.6.1. Tubos de metal corrugado y estructuras construidas con chapas estructurales corrugadas

Estos límites establecidos para la rigidez constructiva y la flexibilidad de las chapas son requisitos constructivos que no representan ninguno de los estados límites de servicio.

C 12.5.6.2. Tubos metálicos y arcos cerrados con nervios en espiral (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.5.6.3. Límites de flexibilidad y rigidez de construcción – Tubo termoplástico

El PE y el PVC son materiales termoplásticos que exhiben mayores factores de flexibilidad a altas temperaturas y menores factores de flexibilidad a bajas temperaturas. Los límites especificados para el factor de flexibilidad se definen en relación con los valores de rigidez de los tubos obtenidos de acuerdo con la norma ASTM D2412 a **23°C**, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.

C 12.5.6.4. Chapas de acero para revestimiento de túneles

Los revestimientos ensamblados utilizando chapas para revestimiento de dos y cuatro alas no proporcionan la misma rigidez constructiva que un anillo de acero de igual rigidez.

C 12.6. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO

C 12.6.1. Cargas

Las estructuras enterradas se benefician de los efectos favorables que le ofrecen tanto la protección del suelo como sus condiciones de apoyo, y esto reduce o elimina la necesidad de considerar muchas de las cargas y combinaciones de cargas especificadas en el artículo 3.4. Generalmente estas estructuras, debido a la protección del suelo, se ven poco afectadas por las cargas de viento, los efectos de la temperatura, el frenado de los vehículos y las fuerzas centrífugas. El peso propio de la estructura, la sobrecarga peatonal, y las cargas de hielo son insignificantes comparadas con las solicitaciones que genera la carga del suelo de relleno. La presión hidrostática externa, si está presente, puede aumentar considerablemente el empuje total en un tubo enterrado.

Las fuerzas de impacto de vehículos solamente se aplican a los accesorios tales como los muros cabeceros y las defensas. Excepto las cargas de flotación y de colisión de embarcaciones, el agua solamente puede actuar en la dirección longitudinal no crítica de la alcantarilla.

Debido a la ausencia o baja magnitud de estas cargas, son las combinaciones de cargas correspondientes al estado límite de Servicio I, Resistencia I y II, o las cargas constructivas quienes controlan el diseño.

El análisis mediante elementos finitos, utilizado al preparar estos requisitos para estructuras metálicas tipo cajón, se basan en propiedades conservadoras del suelo, correspondientes a arcilla de baja plasticidad (**CL**) compactada al **90 por ciento** de su densidad tal como se especifica en la norma AASHTO T 99. Aunque la arcilla de baja plasticidad no se considera un material aceptable para relleno, de acuerdo con lo indicado en el artículo 12.4.1.3, los momentos de límite superior obtenidos aplicando el método de los elementos finitos han sido conservadores.

Las condiciones de carga que generan el máximo momento flexor y el máximo empuje no necesariamente coinciden, ni tampoco son necesariamente las condiciones que existirán en la configuración final.

C 12.6.2. Estado límite de servicio

C 12.6.2.1. Desplazamiento admisible (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.6.2.2. Asentamiento

C 12.6.2.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.6.2.2.2. Asentamiento diferencial longitudinal (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.6.2.2.3. Asentamiento diferencial entre la estructura y el relleno

El objetivo de este requisito es minimizar las cargas de fricción negativa.

C 12.6.2.2.4. Asentamiento de las zapatas

Las estructuras de arcos metálicos cerrados, arcos metálicos de gran ancho, y las alcantarillas metálicas tipo cajón no se deben apoyar sobre materiales de fundación que sean relativamente rígidos con respecto al relleno lateral adyacente. No se recomienda utilizar zapatas o pilotes macizos para evitar el asentamiento de este tipo de estructuras.

En general, son deseables las disposiciones para garantizar un asentamiento uniforme entre las zapatas, siempre que el resultado del asentamiento total no sea perjudicial para la función de la estructura.

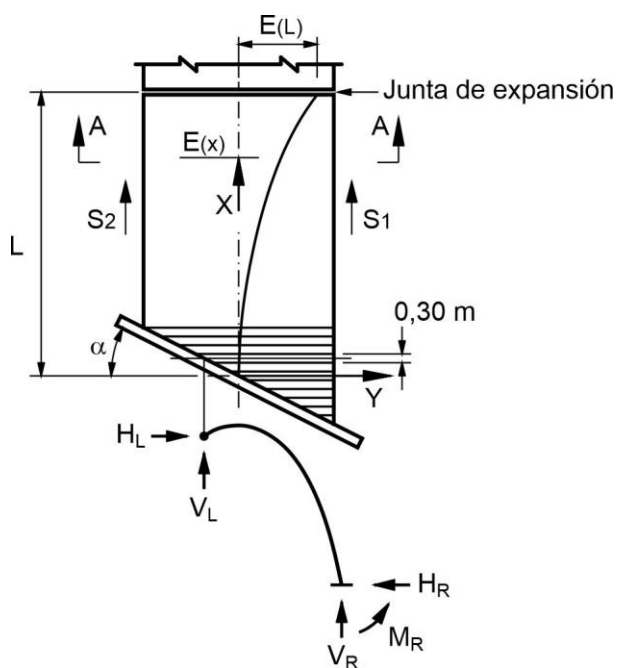
C 12.6.2.2.5. Cargas no equilibradas

Despreciar los efectos de las fuerzas laterales no equilibradas en el diseño del muro cabecero puede resultar en la falla del mismo y de las secciones adyacentes de la alcantarilla.

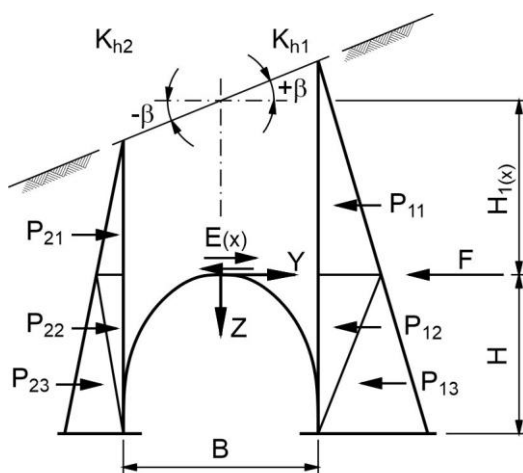
Debido a la complejidad que implica determinar la distribución real de las cargas en una estructura sujeta a cargas no equilibradas, se puede modelar el problema utilizando métodos numéricos o el siguiente método aproximado. El método aproximado consiste en analizar fajas de alcantarilla de **0,3 m** de ancho para los empujes no equilibrados del

suelo, estando estas fajas limitadas por planos perpendiculares al eje de la alcantarilla. La Figura C 12.6.2.2.5-1 muestra cómo determinar la fuerza F para este método de análisis.

En el caso de las fajas de alcantarilla semicompletas, se puede suponer que estas fajas están soportadas como se ilustra en la parte inferior de la vista en planta. El muro cabecero se deberá diseñar como un marco que soporta las reacciones de las fajas, V_L y $H_L \cdot \cos(\alpha)$, además de la fuerza concentrada, F , que se supone actúa sobre la corona. La fuerza F se determina utilizando las expresiones indicadas a continuación.



PLANTA



SECCIÓN A-A

Figura C 12.6.2.2.5-1. Fuerzas que actúan en una alcantarilla – Análisis aproximado.

La carga distribuida no equilibrada se puede estimar mediante las siguientes relaciones:

$$E(x) = (P_{11} - P_{21}) + \frac{2}{3} (P_{12} - P_{22}) + \frac{1}{3} (P_{13} - P_{23}) \quad (\text{C } 12.6.2.2.5-1)$$

en el cual:

$$\begin{aligned} P_{11} &= \frac{1}{2} K_{h1} \left(H_{1(x)} + \frac{B}{2} \tan \beta \right)^2 \\ P_{21} &= \frac{1}{2} K_{h2} \left(H_{1(x)} - \frac{B}{2} \tan \beta \right)^2 \\ P_{12} &= \frac{1}{2} K_{h1} H \left(H_{1(x)} + \frac{B}{2} \tan \beta \right) \\ P_{22} &= \frac{1}{2} K_{h2} H \left(H_{1(x)} - \frac{B}{2} \tan \beta \right) \\ P_{13} &= \frac{1}{2} K_{h1} H \left(H + H_{1(x)} + \frac{B}{2} \tan \beta \right) \\ P_{23} &= \frac{1}{2} K_{h2} H \left(H + H_{1(x)} - \frac{B}{2} \tan \beta \right) \end{aligned} \quad (\text{C } 12.6.2.2.5-2)$$

Reemplazando los empujes en la Ecuación C 12.6.2.2.5-1, se obtiene lo siguiente:

$$E(x) = A_2 x^2 + A_1 x + A_0 \quad (\text{C } 12.6.2.2.5-3)$$

en el cual:

$$\begin{aligned} A_2 &= \frac{1}{2} \left(\frac{H_{1(L)}}{L} \right)^2 (K_{h1} - K_{h2}) \\ A_1 &= \frac{1}{2} \left(\frac{H_{1(L)}}{L} \right) [B (K_{h1} + K_{h2}) \tan \beta + H (K_{h1} - K_{h2})] \\ A_0 &= \frac{1}{24} [(3 B^2 \tan^2 \beta + 4 H^2) (K_{h1} - K_{h2}) + 6 H B (K_{h1} + K_{h2}) \tan \beta] \end{aligned} \quad (\text{C } 12.6.2.2.5-4)$$

Las fuerzas de apoyo para la carga distribuida no equilibrada, **E(x)**, son:

$$\begin{aligned} F &= \frac{1}{6} L \sec \alpha (2 A_2 L^2 + 3 A_1 L + 6 A_0) \\ S_1 &= -\frac{1}{12} \frac{L}{B} [A_2 L^2 (3 L - 2 B \tan \alpha) + A_1 L (4 L - 3 B \tan \alpha) + 6 A_0 (L - B \tan \alpha)] \\ S_2 &= \frac{1}{12} \frac{L}{B} [A_2 L^2 (3 L + 2 B \tan \alpha) + A_1 L (4 L + 3 B \tan \alpha) + 6 A_0 (L + B \tan \alpha)] \end{aligned} \quad (\text{C } 12.6.2.2.5-5)$$

Los valores de K_h se obtienen de la Figura C 12.6.2.2.5-2.

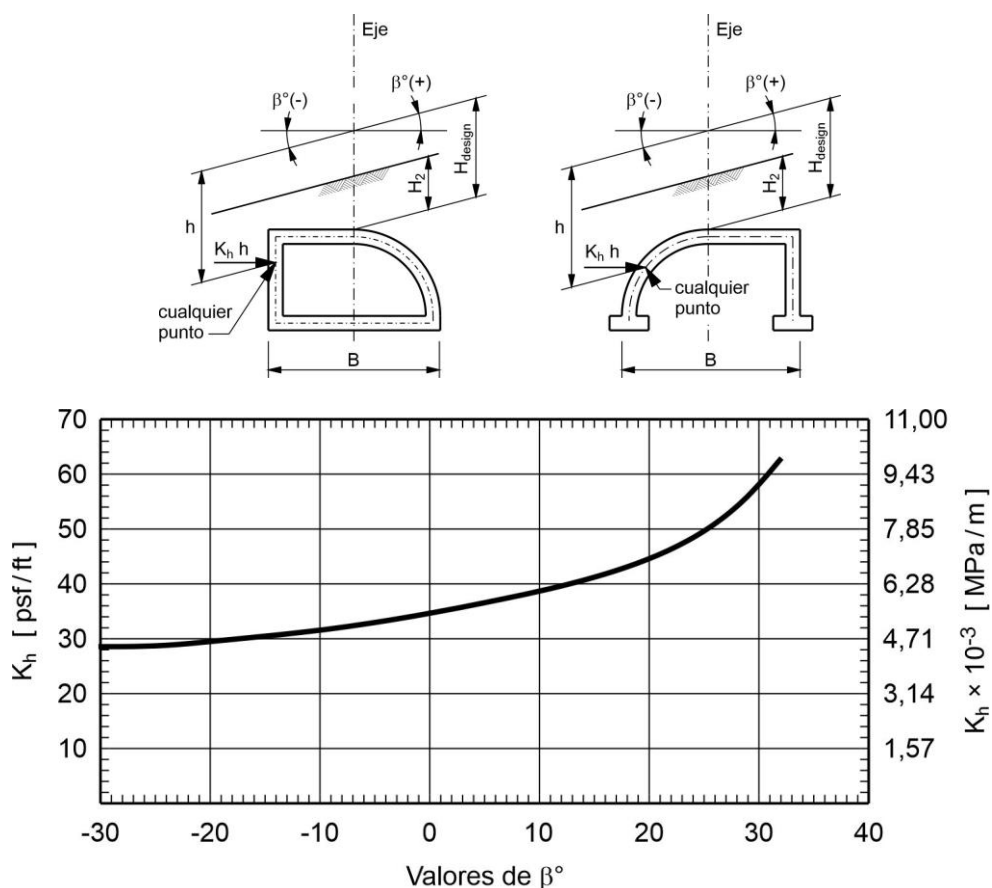


Figura C 12.6.2.2.5-2. Empuje lateral del suelo en función de la pendiente del terreno.

C 12.6.2.3. Levantamiento

Para satisfacer este requisito la carga permanente en la corona de la estructura debe ser mayor que la flotabilidad de la alcantarilla, utilizando los factores de carga que correspondan.

C 12.6.3. Seguridad contra las fallas del suelo

C 12.6.3.1. Capacidad de carga y estabilidad (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.6.3.2. Relleno en las esquinas de los arcos metálicos cerrados (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.6.4. Diseño hidráulico (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.6.5. Socavación (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.6.6. Envolverte de suelo

C 12.6.6.1. Instalaciones en zanja

A modo de guía, el ancho mínimo de una zanja no debe ser menor que el mayor valor entre el diámetro del tubo más **0,4 m** y el diámetro del tubo por **1,5** más **0,3 m**. El uso de equipos diseñados especialmente puede asegurar que la instalación y el lecho de asiento sean satisfactorios aún en el caso de zanjas angostas. Si utilizando estos equipos se obtiene una instalación que satisface los requisitos del presente artículo, el Ingeniero podrá autorizar el uso de zanjas más estrechas.

En el caso de las zanjas excavadas en roca o suelos de alta capacidad de carga, se pueden utilizar zanjas de anchos reducidos hasta los límites que exige la compactación. En estas condiciones, el uso de material de relleno fluido, tal como se especifica en el artículo 12.4.1.3, permite reducir la envolvente a **0,15 m** a cada lado del tubo.

C 12.6.6.2. Instalaciones bajo terraplén

A modo de guía, el ancho mínimo de la envolvente de suelo a cada lado de la estructura enterrada no debe ser menor que los anchos especificados en la Tabla C 12.6.6.2-1:

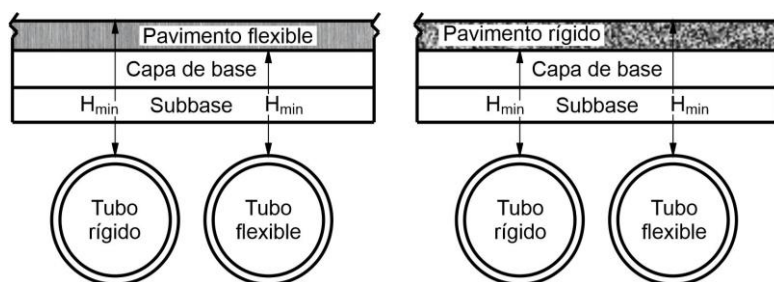
Tabla C 12.6.6.2-1. Ancho mínimo de la envolvente de suelo

Diámetro, S en m	Ancho mínimo de la envolvente de suelo, en m
< 0,6	S
0,6 – 3,6	0,6
> 3,6	1,5

C 12.6.6.3. Recubrimiento mínimo de suelo

McGrath et al. (2005) han mostrado que la expansión térmica significativa en tubos termoplásticos, bajo rellenos poco profundos, puede afectar el desempeño del pavimento. Dependiendo del material del tubo y del tipo de pavimento sobre éste, el recubrimiento mínimo puede incluir el espesor del pavimento y de la capa de base, junto con la subbase.

Orientación del recubrimiento mínimo



H_{min} = dimensión mínima admisible del recubrimiento

Nota: La dimensión mínima del recubrimiento no se debe confundir con la altura del relleno utilizada para propósitos de cálculo, la cual debe ser desde la parte superior del tubo hasta la parte superior de la superficie, independientemente del tipo de tubo o de pavimento.

Si el recubrimiento mínimo proporcionado en la Tabla 12.6.6.3-1 no es suficiente para evitar la colocación del tubo dentro de la capa de pavimento, entonces el recubrimiento mínimo se debe incrementar al mínimo espesor del pavimento, a menos que se realice un análisis para determinar el efecto sobre el tubo y el pavimento.

C 12.6.7. Mínima separación entre múltiples líneas de tubos

A modo de guía, la separación mínima entre los tubos no debe ser menor que los valores indicados en la Tabla C 12.6.7-1.

Tabla C 12.6.7-1. Separación mínima entre tubos

Tipo de estructura	Distancia mínima entre tubos, en m
Tubos circulares, diámetro D , en m	
< 0,6	0,3
0,6 – 1,8	D/2
> 1,8	0,9
Arcos cerrados, ancho S , en m	
< 0,9	0,3
0,9 – 2,7	S/3
2,7 – 4,8	0,9
Arcos, ancho S , en m	
Cualquier ancho	0,6

La separación mínima se puede reducir si entre las estructuras se coloca un material de relleno fluido, tal como se especifica en el artículo 12.4.1.3.

C 12.6.8. Tratamiento de los extremos

C 12.6.8.1. Requisitos generales

Los extremos de las alcantarillas pueden constituir un riesgo significativo para el tránsito.

Cuando ocurren condiciones de remanso, el flujo a presión que se produce en el extremo de salida de la alcantarilla puede provocar el levantamiento de las secciones de tubo que no tienen un recubrimiento adecuado y la socavación de los suelos erosivos debido a las elevadas velocidades del flujo de agua. Las medidas para controlar estos problemas incluyen anclar el extremo del tubo en un muro cabecero de hormigón o cubrirlo con rip-rap cuya masa sea suficiente para resistir las fuerzas de levantamiento así como de revestir las áreas de salida con rip-rap u hormigón para prevenir la socavación.

C 12.6.8.2. Alcantarillas flexibles oblicuas respecto de la alineación de la carretera

En el caso de las estructuras flexibles, se recomienda reforzar adicionalmente los extremos para asegurar los bordes metálicos en la entrada y salida contra las fuerzas de origen hidráulico. Los métodos de refuerzo incluyen el uso de collares de hormigón

armado o de acero estructural, abrazaderas de tracción o anclajes en el suelo, muros cabeceros parciales, y muros de barrera por debajo de la cota de batea.

A modo de guía, en la Figura C 12.6.8.2-1, se sugieren límites para la oblicuidad respecto a los taludes, a menos que el talud sea combado. Esta figura también ilustra ejemplos de combadura de la sección transversal de un terraplén para lograr un tubo de extremo cuadrado para instalaciones con uno o múltiples tubos flexibles donde el mínimo ancho del terraplén combado, d' , se toma como **1,5 veces** la sumatoria de la altura de la alcantarilla más el recubrimiento o **tres veces** el ancho de la alcantarilla, cualquiera sea el valor que resulte menor.

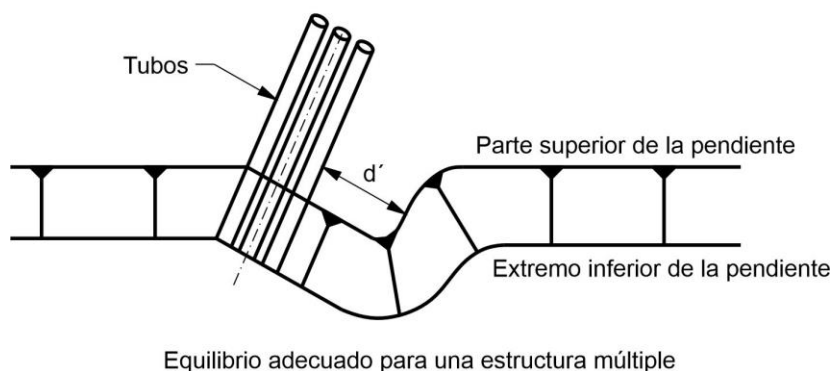
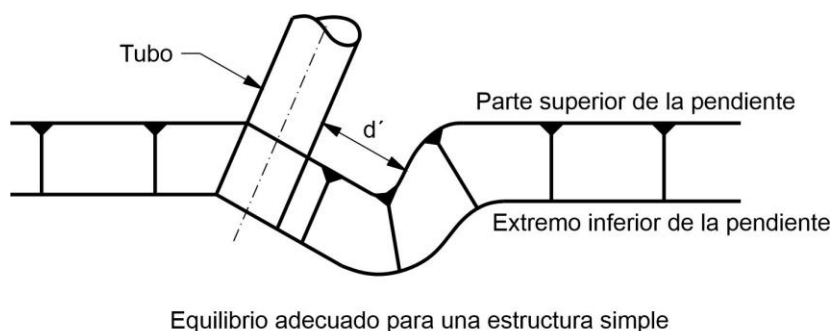


Figura C 12.6.8.2-1. Tratamiento de los extremos de una alcantarilla flexible oblicua.

C 12.6.9. Condiciones corrosivas y abrasivas

Diferentes ensayos a largo plazo del comportamiento in situ de estructuras enterradas han permitido desarrollar lineamientos empíricos para estimar los efectos de la corrosión y la abrasión. Ejemplos de ello incluyen los trabajos de Bellair and Ewing (1984), Koepf and Ryan (1986), Hurd (1984), Meacham et al. (1982), Potter (1988), la publicación NCHRP Synthesis No. 50 (1978) y Funahashi and Bushman (1991).

Si las condiciones son fuertemente abrasivas, puede ser necesario realizar un diseño especial. Los recubrimientos protectores se pueden aplicar en taller o en obra, de acuerdo con las normas AASHTO M 190, M 224, M 243, y M 245 (ASTM A762M), hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.

C 12.7. TUBOS, ARCOS Y ARCOS CERRADOS METÁLICOS

C 12.7.1. Requisitos generales

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la sección de tubo metálico y la envolvente de suelo; ambos elementos contribuyen al comportamiento estructural del sistema.

Para obtener información acerca de la fabricación de las estructuras y componentes estructurales aquí mencionados, el lector puede consultar las normas AASHTO M 196 (ASTM B745) para aluminio, M 36 (ASTM A760) para tubos de acero y arcos cerrados corrugados, y M 167M/M 167 (ASTM A761/A761M) y M 219 (ASTM B746) para tubos contruidos con chapas estructurales de acero y aluminio, respectivamente.

C 12.7.2. Seguridad contra las fallas estructurales

C 12.7.2.1. Propiedades de las secciones (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.7.2.2. Empuje

La presión vertical mayorada en la corona se calcula como la presión de suelo en campo libre mayorada a la altura del tope de la estructura, más la presión de sobrecarga mayorada distribuida a través del recubrimiento del suelo hasta el tope de la estructura.

C 12.7.2.3. Resistencia de las paredes (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.7.2.4. Resistencia al pandeo

Se cree que utilizar un factor de rigidez del suelo igual a **0,22** es una práctica conservadora para cualquiera de los tipos de materiales de relleno permitidos para los tubos y estructuras en arco. Este límite inferior de la rigidez del suelo se ha utilizado exitosamente en ediciones previas de las Especificaciones Estándar.

C 12.7.2.5. Resistencia de las costuras (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.7.2.6. Requisitos para la manipulación y la instalación

Se pueden utilizar rigidizadores transversales para contribuir a que las estructuras contruidas con chapas estructurales corrugadas satisfagan los requisitos sobre el factor de flexibilidad.

C 12.7.3. Tubos con revestimiento interior liso (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.7.4. Elementos rigidizadores para las estructuras contruidas con chapas estructurales

Los elementos rigidizadores aceptables incluyen:

- Rigidizadores estructurales longitudinales continuos conectados a las chapas corrugadas a cada lado del arco superior, ya sean metálicos o de hormigón armado, simples o combinados; y

- Nervios rigidizadores formados a partir de perfiles estructurales curvados para adaptarse a la curvatura de las chapas, asegurados a la estructura para garantizar su acción integral con las chapas corrugadas, y con un intervalo de separación seleccionado según sea necesario.

C 12.7.5. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8. ESTRUCTURAS DE GRAN ANCHO CONSTRUIDAS CON CHAPAS ESTRUCTURALES

C 12.8.1. Requisitos generales

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la sección de la estructura metálica y la envolvente de suelo; ambos elementos contribuyen al comportamiento estructural del sistema.

C 12.8.2. Estado límite de servicio

Los requisitos de diseño y colocación del suelo para las estructuras de gran ancho pretenden limitar las flechas de la estructura. El pliego de especificaciones técnicas debe exigir que se monitoreen los procedimientos constructivos para asegurar que durante las operaciones de colocación y compactación del relleno no se produzcan deformaciones severas.

C 12.8.3. Seguridad contra las fallas estructurales

La mayoría de las alcantarillas de gran ancho se diseñan considerando un factor de carga más elevado; sin embargo, para esas estructuras, los estados límite de flexión y pandeo se ignoran. Considerar estos estados límite reduce la incertidumbre en el diseño final y permite el uso de un factor de carga menor. Este es el mismo enfoque utilizado para las alcantarillas metálicas tipo cajón.

C 12.8.3.1. Propiedades de las secciones

C 12.8.3.1.1. Sección transversal

Los radios agudos generan elevadas presiones del suelo. Si las alturas del relleno son significativas se debe evitar que la relación entre el radio del arco superior y el radio del arco lateral sea elevada.

C 12.8.3.1.2. Control de la geometría (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.3.1.3. Requisitos mecánicos y químicos (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.3.2. Empuje (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.3.3. Área de las paredes (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.3.4. Resistencia de las costuras (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.3.5. Elementos especiales aceptables

C 12.8.3.5.1. Rigidizadores longitudinales continuos (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.3.5.2. Nervios rigidizadores (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.4. Seguridad contra las fallas estructurales – Diseño de las fundaciones

C 12.8.4.1. Límites para el asentamiento

Una vez que se ha colocado el relleno sobre el arco superior de la estructura, es posible que se produzcan fuerzas de arrastre si el relleno se asienta en las fundaciones más que en la estructura. Esto hace que la estructura soporte más carga de suelo que la sobrecarga directamente sobre la misma. Si antes del montaje de la estructura, se realizan las mejoras del sitio tales como recarga, compactación de las fundaciones, etc. muchas veces permiten corregir adecuadamente estas condiciones.

Si la estructura se asentará uniformemente junto con los suelos adyacentes, los tramos largos que se construyen con solera completa se pueden construir con una contraflecha para lograr un grado final adecuado.

Para el diseño, el asentamiento diferencial a través de la estructura, entre zapatas, se limita con el objeto de evitar excentricidades excesivas. El límite establecido para cualquier rotación de la estructura, inducida por un asentamiento, mantiene el eje del arco superior dentro del **1 por ciento** del ancho, tal como se ilustra en la Figura C 12.8.4.1-1.

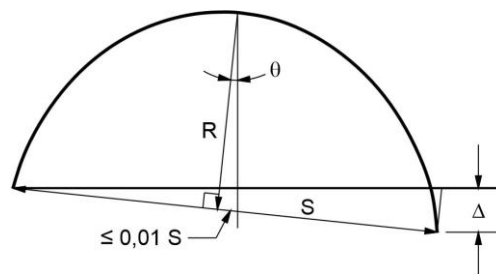


Figura C 12.8.4.1-1. Asentamiento diferencial.

La rotación de la estructura, θ , se puede determinar de la siguiente manera:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta}{S} \right) \quad (\text{C 12.8.4.1-1})$$

C 12.8.4.2. Reacciones de las zapatas de las estructuras en arco

Las reacciones de las zapatas se calculan mediante los principios de la estática simple, considerando que deben soportar las cargas verticales. Las reacciones de las zapatas correspondientes a la carga de suelo (V_{DL}) se toman como el peso del relleno y el pavimento por encima de la línea de arranque de la estructura. Si las zapatas se extienden más allá de la línea de arranque de la estructura y la fundación no ha soportado previamente la sobrecarga de suelo de diseño, es posible que además de V_{DL} , sea

necesario agregar esta carga de suelo adicional (E_v) si se trata de una instalación bajo terraplén.

Las sobrecargas que generan zonas de presión relativamente limitadas y que actúan sobre la corona de la estructura se pueden distribuir a las zapatas tal como se ilustra en la Figura C 12.8.4.2-1.

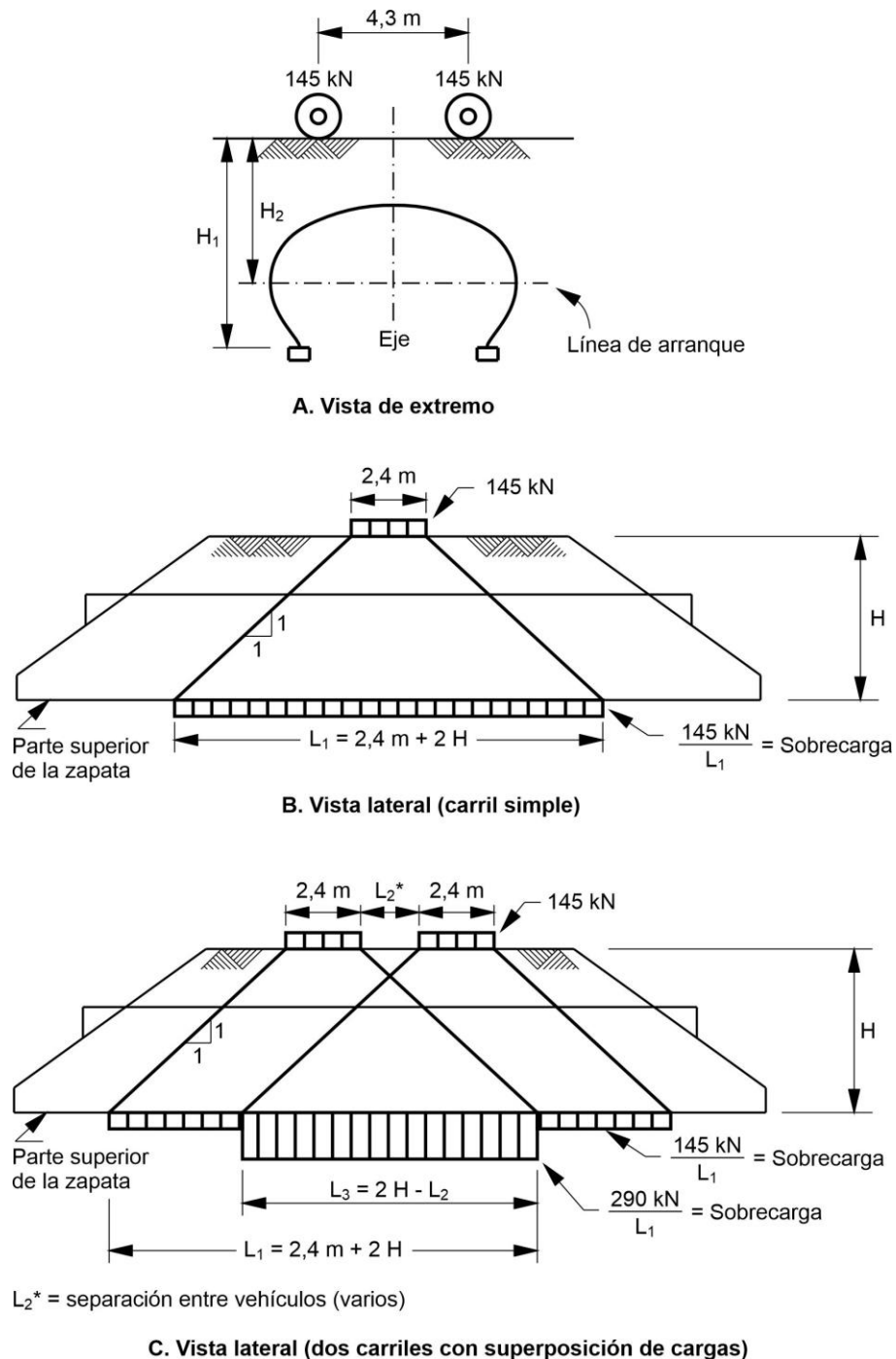


Figura C 12.8.4.2-1. Reacción de una zapata debida a la sobrecarga correspondiente a los ejes del camión de diseño, por zapata.

C 12.8.4.3. Diseño de las zapatas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.5. Seguridad contra las fallas estructurales – Diseño de la envolvente de suelo

C 12.8.5.1. Requisitos generales

Las operaciones de instalación, colocación de relleno, y construcción de la estructura deberán satisfacer todos los requisitos de la Sección 26 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto. El comportamiento de la estructura depende del material in situ del terraplén u otros materiales de relleno que se encuentran más allá del relleno estructural. El diseño debe considerar el comportamiento de todos los materiales dentro de la zona afectada por la estructura.

C 12.8.5.2. Requisitos constructivos

El propósito de este requisito es controlar los cambios de geometría que pueden generar las actividades constructivas que se realizan fuera de la envolvente de suelo cuando se trata de instalaciones en zanja.

C 12.8.5.3. Requisitos de servicio

El propósito de este requisito es limitar las flechas bajo cargas de servicio. El límite establecido para la compresión del suelo limita el aumento del ancho teórico de diseño al **2 por ciento**. Este es un límite de diseño, no un límite relacionado con el comportamiento. Cualquier aumento de ancho que se produzca se debe principalmente a la consolidación de los materiales que proveen apoyo lateral a medida que la estructura se carga al colocar el relleno. Estos son movimientos constructivos que se atenúan una vez colocado todo el recubrimiento.

Las Ecuaciones 12.8.5.3-1 y 12.8.5.3-2 suponen de forma conservadora que la presión de la estructura actúa radialmente hacia afuera a partir del arco de esquina sin disipación adicional. En la Figura C 12.8.5.3-1 se ilustra la base geométrica de estas expresiones.

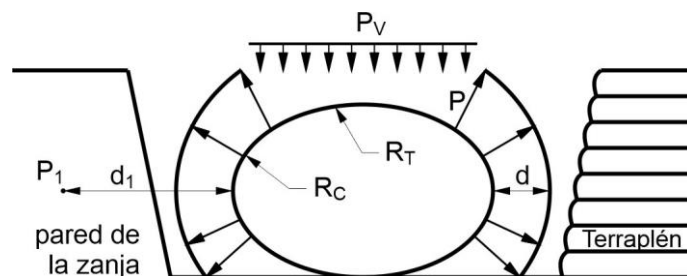


Figura C 12.8.5.3-1. Diagrama de empuje radial.

C 12.8.6. Seguridad contra las fallas estructurales – Diseño del tratamiento de los extremos

C 12.8.6.1. Requisitos generales

Un adecuado diseño del tratamiento de los extremos asegura un correcto apoyo en los extremos de la estructura al tiempo que brinda protección contra la socavación, la subpresión hidráulica, y la pérdida de relleno debido a las fuerzas de erosión.

C 12.8.6.2. Tipos de extremos de camisa estándar

Los tipos estándar de los extremos se refieren al modo en que se cortan los extremos de una estructura formada por chapas estructurales para que se adapten con la pendiente del relleno, los márgenes del curso de agua, etc. Mientras que el tipo de extremo seleccionado puede responder a consideraciones estéticas o hidráulicas, el diseño estructural debe asegurar una resistencia estructural adecuada y la protección contra la erosión. Algunas consideraciones hidráulicas pueden requerir el uso de muros de ala, etc.

Los extremos biselados escalonados, los extremos totalmente biselados, y los extremos oblicuos implican cortar las chapas dentro de un anillo. Cada uno tiene sus propias consideraciones estructurales.

El extremo cuadrado es el tipo más simple. No se cortan chapas y el cuerpo conserva su integridad.

Los biseles escalonados cortan las chapas de las esquinas (y en el caso de estructuras periformes y en forma de arco de perfil elevado también las chapas laterales) en diagonal (bisel) para poder adaptarse a la pendiente del relleno.

Los extremos biselados escalonados se utilizan ampliamente. Las chapas en el arco superior de gran radio no se cortan para soportar los lados de la estructura cerca de cada extremo.

Las chapas de la solera se deben dejar sin cortar para evitar que las mismas queden con forma de elementos triangulares, vistos en planta, en dirección aguas arriba y aguas abajo.

Las chapas de esquina y laterales cortadas diagonalmente se convierten en un muro de contención, que soporta la pendiente del relleno adyacente. En la parte superior de estas chapas se debe proveer de un apoyo rígido adecuado que actúe como una viga superior de longitud limitada. Estas chapas tienen una resistencia longitudinal limitada y una resistencia a flexión o fijación inadecuada para actuar como un muro de contención en voladizo.

Si un extremo completamente biselado corta las chapas superiores, es necesario proveer apoyo adicional para el relleno de la estructura. Por lo general, el escalón superior se deja en su lugar y se corta en obra sólo después de haber vertido y curado correctamente un collar inclinado de hormigón rígido adecuado.

Las fuerzas de empuje de compresión en el anillo actúan en forma circunferencial alrededor de la estructura siguiendo las corrugaciones. En los extremos de la chapa cortados en forma oblicua, estas fuerzas actúan tangencialmente a la chapa y deben ser resistidas por un muro cabecero. Además, debido a que la estructura cortada en forma

oblicua no es perpendicular al muro cabecero, una parte de la presión radial de la estructura actúa de forma normal a la parte posterior del muro cabecero.

C 12.8.6.3. Apoyo equilibrado

Las estructuras flexibles tienen una resistencia a flexión relativamente baja. Si el apoyo que proporciona el suelo no es equilibrado, la estructura se convierte de hecho en un muro de contención. Un desequilibrio excesivo hará que la geometría se distorsione y finalmente falle.

Cuando una estructura es oblicua respecto a un terraplén, hay dos áreas diagonalmente opuestas en los extremos de la estructura que no tienen apoyo adecuado. Esto se debe corregir prolongando el terraplén junto a la estructura una distancia adecuada.

En ausencia de diseños especiales, se pueden considerar los detalles especificados en el artículo C 12.6.8.2.

Un terraplén adecuadamente combado se caracteriza por líneas topográficas de igual cota que cruzan la estructura de forma perpendicular y se extienden más allá de la misma una distancia adecuada para que el volumen de suelo incluido en la combadura proporcione un muro de contención por gravedad capaz de soportar las presiones radiales de la estructura con un nivel de seguridad adecuado.

C 12.8.6.4. Protección hidráulica

C 12.8.6.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.6.4.2. Protección del relleno

La tubificación y migración del suelo de relleno siempre debe ser una consideración relevante al momento de seleccionar su granulometría específica. Los extremos de la envolvente del suelo de relleno se pueden sellar utilizando, entre otros, un tapón de arcilla compactada, pavimentos inclinados de hormigón, rip-rap con lechada, muros cabeceros hasta la cota de la tormenta de diseño, o una combinación de estos elementos.

C 12.8.6.4.3. Muros de barrera (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.6.4.4. Subpresión hidráulica

Las estructuras construidas con chapas estructurales no son impermeables y permiten tanto la infiltración como la exfiltración a través de las costuras de la estructura, orificios para los bulones, y otras discontinuidades. En aquellos casos en los cuales la subpresión pueda representar un motivo de preocupación, los diseños generalmente utilizan muros de barrera y otros medios adecuados para evitar que el agua fluya hacia el relleno estructural.

C 12.8.6.4.5. Socavación

Las estructuras con solera completa eliminan las consideraciones relacionadas con la socavación de las zapatas si se utilizan muros adecuados de barrera. En el caso de los arcos, para proveer protección contra la socavación se pueden utilizar soleras pavimentadas de hormigón armado, rip-rap con o sin lechada, etc.

C 12.8.7. Losas de alivio de hormigón

En la Figura 12.9.4.6-1 se ilustra la aplicación de una típica losa de alivio de hormigón.

C 12.8.8. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.9. Estructuras de chapas estructurales con corrugado profundo

C 12.8.9.1. Requisitos generales

En este Reglamento, el diseño de estructuras metálicas de gran ancho se completa actualmente con procedimientos empíricos que limitan las formas y los espesores de chapa para las estructuras y requieren características especiales. Si se cumplen los requisitos, entonces no se requiere el diseño por flexión o pandeo. El documento NCHRP Report 473 recomendó actualizar las disposiciones de diseño para estructuras de gran ancho e incluyó disposiciones para permitir estructuras por fuera de los límites actuales de dichas estructuras de gran ancho pero incorporó los estados límite para flexión y pandeo general. El artículo 12.8.9 proporciona un procedimiento de diseño para tales estructuras. Las disposiciones del artículo 12.8.9 se aplican a las estructuras fabricadas con chapa de corrugado profundo, definida en el artículo 12.2 como chapa corrugada con un corrugado de profundidad mayor que **0,13 m**.

C 12.8.9.2. Ancho del relleno estructural

C 12.8.9.2.1. Estructuras con corrugado profundo, con relación entre el radio de la corona y el radio de la cartela ≤ 5 (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.9.2.2. Estructuras con corrugado profundo, con relación entre el radio de la corona y el radio de la cartela > 5 (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.9.3. Seguridad contra las fallas estructurales

C 12.8.9.3.1. Requisitos de la chapa estructural

Es aceptable medir la separación de los bulones en el baricentro o en la cresta del corrugado de la chapa estructural.

C 12.8.9.3.2. Análisis estructural

El programa computacional CANDE fue desarrollado por la FHWA ("Federal Highway Administration") específicamente para el diseño de alcantarillas enterradas y tiene los modelos necesarios de materiales de suelo y de alcantarilla para completar el diseño.

Como la distribución de las sobrecargas en todas las alcantarillas de gran ancho no considera el efecto de arco, la aplicación del factor de **1,3** se debe limitar sólo a la componente de carga de suelo del artículo 12.7.2.2.

C 12.8.9.4. Profundidad mínima del relleno (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.8.9.5. Empuje y momento combinados

La ecuación para empuje y momento combinados se toma de las disposiciones para estructuras enterradas del "Canadian Highway Bridge Design Code CSA S6 06". La

ecuación es más liberal que las ecuaciones de la norma AASHTO para momento y empuje (fuerza axial) combinados, para estructuras de acero, del artículo 12.8.9.6. Sin embargo, los requisitos del artículo 12.8.9.6 se basan en la flexión alrededor del eje fuerte de secciones con alas anchas.

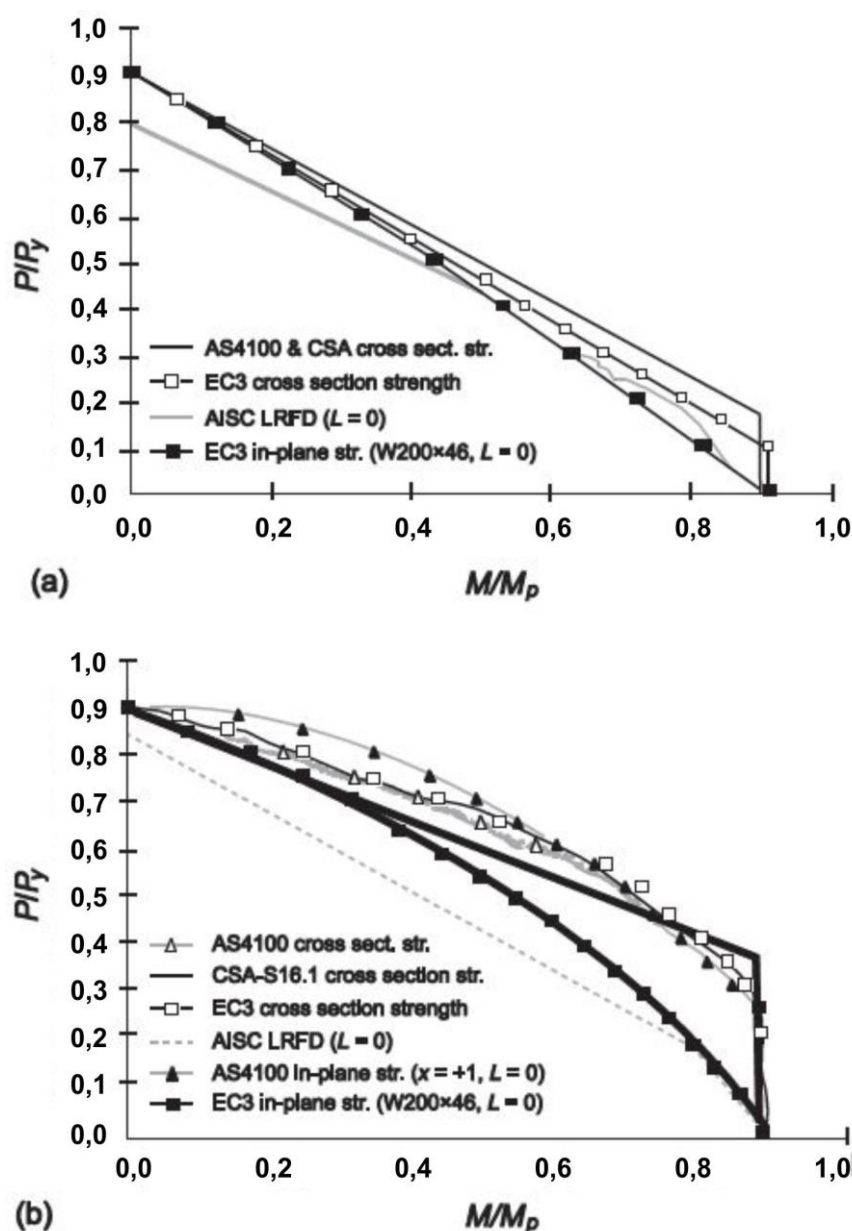


Figura C 12.8.9.5-1. Curvas de resistencia para miembros de longitud nula: (a) Eje fuerte; (b) Eje débil a partir del trabajo de White and Clark (1997).

C 12.8.9.6. Pandeo global

Las ecuaciones propuestas de pandeo se toman de las recomendaciones del NCHRP Report 473, Recommended Specifications for Large-Span Culverts.

C 12.8.9.7. Conexiones

La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications requiere que las juntas longitudinales sean escalonadas para evitar una línea continua de bulones en la estructura.

C 12.9. ESTRUCTURAS TIPO CAJÓN CONSTRUIDAS CON CHAPAS ESTRUCTURALES

C 12.9.1. Requisitos generales

Estas disposiciones se basan en tres tipos de datos:

- Análisis de la interacción suelo-estructura mediante elementos finitos,
- Ensayos de carga in situ realizados en estructuras instrumentadas, y
- Gran cantidad de experiencia en obra.

Las alcantarillas tipo cajón, construidas con chapas estructurales, son estructuras compuestas de sección aproximadamente rectangular y que tienen nervios de refuerzo. Se utilizan en condiciones de poco recubrimiento y vías de agua poco anchos. Las cubiertas poco profundas y geometrías extremas de las alcantarillas tipo cajón exigen procedimientos de diseño especiales.

La geometría de las alcantarillas metálicas tipo cajón difiere fuertemente de las geometrías de las alcantarillas metálicas convencionales. Las alcantarillas metálicas tipo cajón son relativamente planas en su parte superior y requieren una elevada capacidad a flexión debido a su geometría extrema y a los recubrimientos de poca altura, **1,50 m** o menos. Los análisis realizados, para todo el rango de tamaños permitidos conforme a este Reglamento, indican que en todos los casos los requisitos a flexión son los que determinan la elección de la sección. Los efectos del empuje son despreciables con respecto de aquellos por flexión. Esta diferencia de comportamiento requiere un enfoque de diseño diferente.

Para mayor información acerca de la fabricación de las estructuras y elementos estructurales aquí mencionados, el lector puede consultar la norma AASHTO M 167M/M 167 (ASTM A761/A761M) para acero y la norma M 219 (ASTM B746) para aluminio.

C 12.9.2. Cargas

Las cargas de suelo para el procedimiento de diseño aquí descrito se basan en suelos de relleno que tienen un peso unitario estándar, γ_s , igual a **18,85 kN/m³**.

C 12.9.3. Estado límite de servicio

Los requisitos de diseño y colocación del suelo especificados para las estructuras de alcantarillas tipo cajón pueden limitar las flechas en la estructura de forma satisfactoria. El

pliego de especificaciones técnicas debe requerir que los procedimientos constructivos sean monitoreados para asegurar que durante las operaciones de colocación y compactación del relleno no se produzcan deformaciones severas, en cuyo caso no será necesario imponer límites de flechas en la estructura terminada.

C 12.9.4. Seguridad contra las fallas estructurales

C 12.9.4.1. Requisitos generales

Los análisis realizados por elementos finitos, cubriendo el rango de geometrías de alcantarillas metálicas tipo cajón descrito en este artículo, demuestran que en todos los casos son los requisitos a flexión los que determinan el diseño. Los efectos del empuje son despreciables cuando se combinan con la flexión.

Los requisitos estructurales para las alcantarillas metálicas tipo cajón se basan en los resultados de análisis por elementos finitos y mediciones in situ de alcantarillas en servicio.

C 12.9.4.2. Momentos debidos a las cargas mayoradas

En la Tabla 12.9.4.2-1 el valor de C_2 está especificado en función del número de "ruedas por grupo de eje teórico". Los siguientes lineamientos son consistentes con el desarrollo de la Tabla 12.9.4.2-1:

- Utilizar un número de ruedas igual a "2" si el diseño se basa en un eje con dos ruedas, por ejemplo, dos ruedas de **72,5 kN** en un eje de **145 kN**.
- Utilizar un número de ruedas igual a "4" si el diseño se basa ya sea en un eje con cuatro ruedas, por ejemplo dos ruedas de **36,25 kN** en cada extremo de un eje de **145 kN**, o en dos ejes con dos ruedas cada uno, por ejemplo dos ruedas de **55 kN** en dos ejes tandem cada uno de ellos de **110 kN**.
- Utilizar un número de ruedas igual a "8" si el diseño se basa en dos ejes, cada uno de ellos con un par de ruedas en cada extremo de cada eje.

Para tramos desde **7,8 m** hasta **11 m** con perfiles que no cumplen los requisitos de la Ecuación 12.9.4.2-2, se puede realizar una modelación de elementos finitos que emplee la interacción suelo-estructura para obtener los momentos nominales de la corona y de la cartela.

C 12.9.4.3. Capacidad de momento plástico

Se permite cierto grado de discreción en relación con la capacidad total a flexión que se asigna a la corona y las cartelas de las alcantarillas tipo cajón.

La distribución de momento entre la corona y la cartela, descrita en el artículo C 12.9.4.2, se logra en el diseño utilizando el factor P_c , el cual representa la proporción del momento total que puede soportar la corona de la alcantarilla tipo cajón y que varía con las capacidades de flexión relativas de los elementos de la corona y la cartela.

Los requisitos aquí indicados se pueden utilizar para analizar si un producto satisface las presentes disposiciones. Utilizando la capacidad de flexión real de la corona, M_{pc} , proporcionada por la estructura metálica tipo cajón considerada y los requisitos de carga

correspondiente al tipo de aplicación, se puede resolver la Ecuación 12.9.4.3-1 para obtener el factor P_c ; el cual debe estar comprendido dentro del rango admisible indicado en la Tabla 12.9.4.3-1.

Una vez conocido P_c se puede resolver la Ecuación 12.9.4.3-2 para obtener M_{ph} , cuyo valor no debe ser mayor que la resistencia a flexión real en la cartela proporcionada por la sección de la estructura. Si la Ecuación 12.9.4.3-1 indica un valor de P_c mayor que los permitidos por los rangos admisibles de la Tabla 12.9.4.3-1, significa que la corona real está sobredimensionada, lo cual es aceptable. Sin embargo, en este caso, para calcular el momento requerido, M_{ph} , con la Ecuación 12.9.4.3-2, sólo se debe utilizar el valor máximo de P_c permitido por la Tabla 12.9.4.3-1.

C 12.9.4.4. Factor que considera el recubrimiento de suelo sobre la corona, C_H

Los resultados de análisis mediante elementos finitos y estudios de monitoreo en obra realizados para evaluar los efectos de las deformaciones inducidas por las cargas y las geometrías deformadas en el plano indican que si la profundidad del recubrimiento es menor que **1,0 m** se deben incrementar los momentos de diseño.

En el trabajo de Boulanger et al. (1989) se discute la Ecuación 12.9.4.4-1.

C 12.9.4.5. Reacciones de las zapatas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.9.4.6. Losas de alivio de hormigón

El procedimiento de diseño para alcantarillas tipo cajón aquí descrito no toma en cuenta directamente la presencia de las losas de alivio de hormigón al considerar la influencia del pavimento de hormigón. Por lo tanto, en lugar de este procedimiento se deben utilizar aquellos descritos en el trabajo de Duncan et al. (1985). En este momento, los efectos favorables que aporta una losa de alivio sólo se pueden determinar mediante análisis refinados de interacción suelo-estructura. Los requisitos aquí especificados solamente son aplicables para estructuras tipo cajón cuyo ancho es menor que **8,0 m**. El objetivo de evitar el contacto entre la losa de alivio y la alcantarilla es evitar la concentración de la carga aplicada a través de la losa a la corona de la alcantarilla. Se cree que separaciones libres muy pequeñas, del orden de **25 a 75 mm**, son suficientes para distribuir la carga.

Si el Propietario requiere un diseño para un eje diferente a la carga de eje de **145 kN**, se puede utilizar el factor R_{AL} para ajustar el espesor de la losa de alivio de hormigón tal como se especifica en la Ecuación 12.9.4.6-1.

C 12.9.5. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10. TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO

C 12.10.1. Requisitos generales

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la sección enterrada de hormigón armado y la envolvente de suelo.

En las normas AASHTO M 170 (ASTM C76), M 206M/M 206 (ASTM C506M y C506), M 207M/M 207 (ASTM C507M y C507), y M 242M/M 242 (ASTM C655M y C655) se indican las dimensiones estándar para estas unidades.

C 12.10.2. Cargas

C 12.10.2.1. Instalaciones estándar

Los cuatro tipos de instalaciones estándar reemplazan las clases tradicionales de asiento. Se desarrolló un programa integral de análisis y diseño de interacción suelo-estructura (SPIDA) y se utilizó para llevar a cabo el análisis de interacción suelo-estructura para los diversos parámetros de suelo e instalaciones cubiertos en los requisitos. Los estudios realizados con el programa SPIDA para desarrollar los tipos de instalaciones estándar se realizaron para condiciones de terraplén de proyección positiva para obtener así resultados que fueran conservadores para otras condiciones de terraplén y zanja. Estos estudios también suponen de manera conservadora que debajo de la solera del tubo existe un lecho de asiento y una fundación dura, más vacío y/o material pobremente compactado en las áreas de acostillado, **15° a 40°** a cada lado de la solera, lo que da como resultado una concentración de carga de tal manera que los momentos, empujes, y cortes calculados se incrementan.

Una sub-zanja se define como una zanja en el material natural debajo de un terraplén que se utiliza para retener el material de asiento con su parte superior por debajo del nivel terminado en más del **10 por ciento** de la profundidad del recubrimiento de suelo sobre la parte superior de la alcantarilla o del tubo. En el caso de las carreteras, la parte superior de una sub-zanja se encuentra a una cota menor que **0,3 m** por debajo de la parte inferior del material base del pavimento.

El producto **wB_eH** a veces se denomina carga del prisma, **PL**, es decir el peso de la columna de suelo sobre el diámetro exterior del tubo.

La carga de suelo para diseñar los tubos, utilizando una instalación estándar, se obtiene multiplicando el peso de la columna de suelo sobre el diámetro exterior del tubo por el factor de interacción suelo-estructura, **F_e**, correspondiente al tipo de instalación de diseño. **F_e** considera la transferencia de parte de la sobrecarga de suelo sobre las regiones a los lados del tubo, ya que en las instalaciones bajo terraplén y en zanjas anchas el tubo es más rígido que el suelo a los lados del mismo. Debido a lo extendido que está el empleo de zanjas tipo cajón o de muros inclinados por motivos de seguridad durante la construcción, resulta difícil controlar en obra el ancho máximo de la zanja; es por esta razón que al determinar la carga de suelo y la distribución del empuje del suelo sobre los tubos, en zanjas de ancho moderado a estrecho, no se considera la reducción potencial en la carga de suelo. Tanto las instalaciones en zanja como en terraplén se deben diseñar utilizando cargas de terraplén (proyección positiva) y distribución de empuje en el diseño directo o bien factores de asiento en el diseño indirecto.

La distribución del empuje del suelo y la fuerza lateral que ejerce el suelo para una carga vertical unitaria es la distribución de empuje de Heger y el factor de arqueamiento horizontal, **HAF**. La distribución normalizada del empuje y los valores de **HAF** se obtuvieron para cada tipo de instalación estándar a partir de los resultados de análisis de interacción suelo-estructura realizados con el programa SPIDA, junto con las propiedades mínimas del suelo correspondientes a los tipos de suelo y niveles de compactación especificados para las instalaciones.

Si se utilizan instalaciones no estándar, la carga de suelo y la distribución del empuje se deben determinar mediante un adecuado análisis de interacción suelo-estructura.

C 12.10.2.2. Peso del fluido dentro del tubo (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.2.3. Sobrecargas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.3. Estado límite de servicio (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4. Seguridad contra las fallas estructurales

C 12.10.4.1. Requisitos generales

El método de diseño directo utiliza una distribución de empuje sobre el tubo, debido a las cargas aplicadas y reacciones del asiento, en base a un análisis de interacción suelo-estructura o de una aproximación elástica. El método de diseño indirecto utiliza factores de asiento, determinados empíricamente, que relacionan la carga de suelo total mayorada con las cargas concentradas y reacciones aplicadas en ensayos de carga en tres bordes.

C 12.10.4.2. Método de diseño directo

C 12.10.4.2.1. Cargas y distribución del empuje

El método de diseño directo fue aceptado por ASCE en 1993 y está publicado en la norma ASCE 93-15, Standard Practice for Direct Design of Buried Precast Concrete Pipe Using Standard Installations (SIDD). Este método de diseño se desarrolló junto con las investigaciones realizadas sobre instalaciones estándar. Sin embargo, las ecuaciones de diseño se aplican después que los momentos flexores, empujes, y esfuerzos de corte, requeridos en todas las secciones críticas, hayan sido determinados utilizando cualquiera de las distribuciones aceptables del empuje. Por este motivo, el uso de las ecuaciones de diseño aquí incluidas no se limita a las instalaciones estándar ni a ninguna distribución de empuje en particular.

El método de diseño directo requiere:

- Determinar las distribuciones del empuje que generan las cargas de suelo y las sobrecargas en la estructura para las condiciones del asiento y de la instalación seleccionadas por el Ingeniero;
- Un análisis para determinar los esfuerzos normales, momentos, y cortes; y
- Un diseño para determinar la armadura circunferencial.

Los procedimientos de análisis y diseño son similares a los utilizados para otras estructuras de hormigón armado.

C 12.10.4.2.2. Análisis de las solicitaciones con el anillo del tubo (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.2.3. Factores que consideran el proceso y los materiales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.2.4. Resistencia a flexión en el estado límite de resistencia

C 12.10.4.2.4a. Armadura circunferencial

El área de acero requerida, A_s , determinada mediante la Ecuación 12.10.4.2.4a-1, se debe distribuir sobre una longitud unitaria de tubo, b , que generalmente se toma igual a **1,0 m**.

Las acciones mayoradas también deben ser consistentes con el ancho unitario seleccionado.

C 12.10.4.2.4b. Armadura mínima (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.2.4c. Armadura máxima a flexión sin estribos (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.2.4d. Armadura para controlar la fisuración

Los coeficientes relacionados con el control de la fisuración, B_1 y C_1 , dependen del tipo de armadura utilizada.

El control de fisuración se supone igual a **25 mm** de la armadura traccionada más cercana, incluso si el recubrimiento sobre la armadura es mayor o menor que **25 mm**. El factor de control de fisuración, F_{cr} , en la Ec. 12.10.4.2.4d-1 indica la probabilidad que ocurra una fisura de ancho máximo especificado.

Si la relación e/d es menor que **1,15**, el control de fisuración no será determinante.

Se anticipa que cuando $F_{cr} = 1,0$, las armaduras especificadas producirán un ancho máximo de fisura promedio de **0,25 mm**. Si $F_{cr} < 1,0$, se reduce la probabilidad de ocurrencia de una fisura de **0,25 mm**; y si $F_{cr} > 1,0$ esta probabilidad aumenta.

C 12.10.4.2.4e. Mínimo recubrimiento de hormigón (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.2.5. Resistencia al corte sin estribos

A los fines de este artículo, se considera que una jaula constituye una capa de refuerzo.

C 12.10.4.2.6. Resistencia al corte con estribos radiales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.2.7. Anclaje de los estribos

C 12.10.4.2.7a. Anclaje de los estribos para tracción radial

Investigaciones sobre el anclaje de los estribos realizadas por diferentes fabricantes de tubos demuestran que sólo es necesario anclar los extremos libres de los estribos tipo bucle en la zona comprimida de la sección transversal del hormigón para desarrollar plenamente la resistencia a tracción de los estribos de alambres. Se puede considerar que una longitud equivalente, del bucle de estribo, del **70 por ciento** del espesor de la pared provee un anclaje adecuado.

C 12.10.4.2.7b. Anclaje de los estribos para corte (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.2.7c. Longitud embebida de los estribos (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.3. Método de diseño indirecto

C 12.10.4.3.1. Capacidad de carga

El método de diseño indirecto es el método que más se ha utilizado para diseñar tubos enterrados de hormigón armado. El mismo se basa en la observación de instalaciones construidas exitosamente en el pasado.

El D-load requerido para el cual el tubo desarrolla su resistencia última en un ensayo de carga en tres apoyos es igual al D-load de diseño correspondiente a una fisura de **0,25 mm** multiplicado por un factor de resistencia especificado en las normas AASHTO M 170 o M 242/M 242 (ASTM C76 o C655M y C655) para tubos circulares, M 206M/M 206 (ASTM C506M y C506) para tubos en arco, y M 207M/M 207 (ASTM C507M o C507) para tubos elípticos.

C 12.10.4.3.2. Factor de asiento

El factor de asiento es la relación entre el momento en el estado límite de servicio y el momento aplicado en el ensayo de carga en tres apoyos. La resistencia de soporte estándar del tubo enterrado depende del tipo de instalación. Los factores de asiento que aquí se especifican se basan en los niveles mínimos de compactación indicados.

C 12.10.4.3.2a. Factor de asiento para la carga de suelo en tubos circulares

Los factores de asiento para tubos circulares fueron desarrollados utilizando los momentos de flexión generados por las distribuciones de presión de Heger ilustradas en la Figura 12.10.2.1-1 para cada una de las instalaciones estándar bajo terraplén. Estos factores de asiento para instalaciones bajo terraplén son conservadores.

Este conservadurismo se debe a que los momentos, empujes, y cortes utilizados para determinar los factores de asiento se calculan suponiendo que en las zonas de los acostillados hay vacíos y el material está pobremente compactado, y que debajo del tubo hay un lecho de asiento duro. El modelado de la distribución de presión del suelo utilizado para determinar los momentos, empujes, y cortes también es conservador entre un **10 y un 20 por ciento**, comparado con los valores obtenidos del programa SPIDA.

C 12.10.4.3.2b. Factor de asiento para la carga de suelo en tubos elípticos y en arco (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.3.2c. Factores de asiento para la sobrecarga (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.4. Desarrollo del refuerzo de entramado del cuadrante

C 12.10.4.4.1. Armadura mínima de la jaula (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.4.2. Longitud de anclaje de las mallas soldadas de alambres (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.4.3. Desarrollo del refuerzo de entramado del cuadrante constituido por mallas soldadas de alambres lisos (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.4.4.4. Desarrollo del refuerzo de entramado del cuadrante constituido por barras conformadas, alambres conformados, o mallas soldadas de alambres conformados (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.10.5. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11. ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU Y PREFABRICADO, Y ARCOS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU

C 12.11.1. Requisitos generales

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la estructura de alcantarilla tipo cajón o en arco y la envolvente de suelo.

Las alcantarillas tipo cajón de hormigón armado prefabricado se pueden fabricar utilizando hormigón estructural y encofrados convencionales, o bien se pueden fabricar a máquina con hormigón seco y métodos de fabricación de tubos de moldes vibratorios.

En las normas AASHTO M 259 (ASTM C789) y M 273 (ASTM C850) se indican las dimensiones estándar para las alcantarillas tipo cajón de hormigón armado prefabricado.

C 12.11.2. Distribución de cargas y sobrecargas

C 12.11.2.1. Requisitos generales

Investigaciones acerca de la distribución de sobrecarga sobre alcantarillas tipo cajón (McGrath et al., 2004) han mostrado que el diseño para un sólo carril cargado con un factor de presencia múltiple de **1,2** sobre la sobrecarga y utilizando los anchos de distribución de sobrecarga del Artículo 4.6.2.10, proporcionarán cargas adecuadas de diseño para carriles múltiples cargados con factores de presencia múltiple de **1,0** o menos cuando la dirección del tránsito es paralela al tramo.

Las disposiciones de viga de borde sólo se aplican a alcantarillas con menos de **0,6 m** de relleno. Se ha demostrado que las alcantarillas prefabricadas tipo cajón con relaciones entre el tramo y el espesor (s/t) ≤ 18 tienen una resistencia significativamente mayor de lo que predice el artículo 5.8.3 (Abolmaali and Garg, 2007). Si bien la distribución de la carga cuando se aplica al borde de estas estructuras no sería tan grande como se predeciría por medio del artículo 4.6.2.10, la resistencia residual en la estructura compensa con creces la distribución liberal de la carga.

C 12.11.2.2. Modificación de las cargas de suelo para considerar la interacción suelo-estructura

C 12.11.2.2.1. Instalaciones en zanja y bajo terraplén (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11.2.2.2. Otras instalaciones (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11.2.3. Distribución de las cargas concentradas a la losa inferior de una alcantarilla tipo cajón

El restringir el ancho de distribución de sobrecarga para la losa inferior al mismo ancho utilizado para la losa superior proporciona diseños adecuados para carriles múltiples cargados, aunque sólo se complete el análisis para un solo carril cargado (como se trata en el artículo C 12.11.2.1).

Aunque los diseños típicos suponen una distribución uniforme de presión a través de la losa inferior, un análisis refinado que considere la rigidez real del suelo bajo las secciones cajón darán como resultado en distribuciones de presión que reducen los esfuerzos de corte y momento de la losa inferior (McGrath et al., 2004).

Dicho análisis requiere conocimiento de las propiedades del suelo in situ para seleccionar la rigidez apropiada para el suelo de apoyo. Un análisis refinado que tenga en cuenta esto puede ser benéfico para analizar alcantarillas existentes.

C 12.11.2.4. Distribución de las cargas concentradas en las alcantarillas tipo cajón oblicuas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11.3. Estado límite de servicio

Las alcantarillas enterradas tipo cajón están sujetas a fuerzas de empuje en compresión más elevadas que la mayoría de los miembros solicitados a flexión, y este empuje puede resultar en una sustancial reducción de las tensiones en el estado límite de servicio, la cual muchas veces se ignora en el diseño. Las siguientes ecuaciones, obtenidas del ACI SP-3, se pueden utilizar para considerar los efectos del empuje sobre las tensiones en el estado límite de servicio:

$$f_s = \left(\frac{M_s + N_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{(A_s j i d)} \right) 1000 \quad (\text{C 12.11.3-1})$$

en el cual:

$$e = M_s / N_s + d - h/2$$

$$i = 1 / (1 - (j d / e))$$

$$j = 0,74 + 0,1 (e/d) \leq 0,9$$

donde:

M_s = momento flexor en el estado límite de servicio, en kNm/m.

N_s = empuje axial en el estado límite de servicio, en kN/m.

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura traccionada, en m.

h = espesor de la pared, en m.

A_s = área de la armadura por unidad de longitud, en mm²/m.

f_s = tensión de la armadura bajo condiciones de carga de servicio, en MPa.

$e/d_{\min} = 1,15$ (adimensional)

C 12.11.4. Seguridad contra las fallas estructurales

C 12.11.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11.4.2. Momento de diseño para las alcantarillas tipo cajón (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11.4.3. Armadura mínima

C 12.11.4.3.1. Estructuras hormigonadas in situ (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11.4.3.2. Estructuras tipo cajón prefabricadas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11.4.4. Recubrimiento mínimo de hormigón sobre las armaduras para las estructuras tipo cajón prefabricadas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.11.5. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.12. TUBOS TERMOPLÁSTICOS

C 12.12.1. Requisitos generales

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por el tubo plástico y la envolvente de suelo.

Se aplican las siguientes especificaciones:

Para los tubos de **PE**:

- Pared maciza – ASTM F714,
- Corrugados – AASHTO M 294, y
- Perfilados – ASTM F894.

Para los tubos de **PVC**:

- Pared maciza – AASHTO M 278, y
- Perfilados – AASHTO M 304.

C 12.12.2. Estado límite de servicio

C 12.12.2.1. Requisitos generales

Las deformaciones admisibles a largo plazo, no se deben alcanzar en tubos diseñados y contruidos de acuerdo con este Reglamento. En el diseño también se deben considerar las deflexiones que resultan de las condiciones impuestas durante la instalación del tubo.

C 12.12.2.2. Requerimientos de deflexión

La deflexión se controla mediante una construcción adecuada en el campo, y los pliegos de especificaciones técnicas deben asignar la responsabilidad del control de las deflexiones al contratista. Sin embargo, es necesario verificar la viabilidad de una instalación específica antes de escribir las especificaciones del proyecto.

Las especificaciones constructivas establecen la deflexión admisible, Δ_A , para tubos termoplásticos en un **5 por ciento** como un límite generalmente aceptable. El Ingeniero puede permitir límites alternos de deflexión para proyectos específicos si los cálculos utilizando el método de diseño de esta sección muestran que el tubo cumple con todos los requisitos del estado límite de resistencia.

La Ec. 12.12.2.2-2 utiliza el módulo de suelo restringido, M_s , como la propiedad del suelo. Notar que la carga del prisma de suelo se utiliza como entrada, en lugar de la carga reducida utilizada para calcular el empuje.

Esta verificación debe ser completada para determinar que la deflexión esperada en el campo, con base en el empuje y la flexión, es menor que la deflexión máxima admisible para el proyecto.

La deformación por el empuje y la anular, en la pared del tubo, se definen positivas para compresión.

No hay valores estándar para el factor de arrastre por la deflexión. Se han recomendado valores desde **1,0** hasta **6,0**. Los valores más altos son para instalaciones con relleno de calidad y bajas deflexiones iniciales y generalmente no controlan el diseño. Un valor de **1,5** proporciona cierta tolerancia para el aumento de la deflexión a lo largo del tiempo para instalaciones con niveles de deflexión inicial de varios porcentajes.

El coeficiente de asiento, K_B , varía desde **0,083** para apoyo total hasta **0,110** para apoyo lineal en el punto más bajo. El acostillado siempre se especifica para proporcionar buen apoyo; sin embargo, todavía es común utilizar un valor de K_B igual a **0,10** para tener en cuenta un apoyo inconsistente en el acostillado.

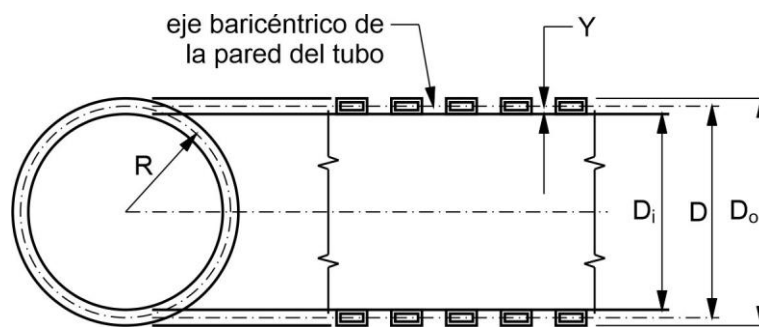


Figura C 12.12.2.2-1. Esquema con los términos para tubo termoplástico.

C 12.12.3. Seguridad contra las fallas estructurales

C 12.12.3.1. Requisitos generales

La deformación total por compresión en un tubo termoplástico puede generar fluencia o pandeo, mientras que la deformación total por tracción puede generar fisuración.

C 12.12.3.2. Propiedades de la sección

Históricamente, las especificaciones AASHTO de puentes han contenido valores mínimos para el momento de inercia y área de la pared del tubo termoplástico; sin embargo, estos valores han sido valores mínimos y no son significativos para el diseño. Esto es particularmente así desde que se introdujeron en 2001 disposiciones para evaluar el pandeo local. Estas disposiciones requieren geometrías detalladas que varían según el fabricante. Por lo tanto, no hay manera de proporcionar información genérica significativa sobre las propiedades de la sección. Un método conveniente para determinar las propiedades de sección de los tubos de paredes perfiladas es hacer escaneos ópticos de las secciones transversales de las paredes del tubo y determinar las propiedades con un programa de computadora.

C 12.12.3.3. Requisitos químicos y mecánicos

Las propiedades de la Tabla 12.12.3.3-1 incluyen valores “iniciales” y de largo plazo. Ningún producto estándar requiere determinar las propiedades reales a largo plazo; en consecuencia, hay cierta incertidumbre en los valores reales. Sin embargo, los tubos diseñados con los valores de la Tabla 12.12.3.3-1 para el módulo de elasticidad de **50 años** se han desempeñado bien, y las propiedades se suponen razonablemente conservadoras. Los valores estimados para un módulo de elasticidad para vida de diseño de **75 años** se han estimado a partir de ensayos de relajación sobre **PVC** y **PE** en ensayos de chapas paralelas. Los ensayos se realizaron por más de **dos años** y muestran que el módulo de elasticidad se reduce aproximadamente de manera lineal en función del logaritmo del tiempo. Más aún, con una extrapolación lineal logarítmica, la diferencia entre valores de módulo para **50** y **75 años** es muy pequeña. Estos valores deberían ser razonablemente conservadores, con la misma confiabilidad que los valores de **50 años**. Se debe solicitar a los proveedores de tubos y resinas termoplásticas que proporcionen confirmación de los valores de módulo a largo plazo para cualquier producto en particular. Los valores deben cumplir o superar los proporcionados en la Tabla 12.12.3.3-1. Si la vida de servicio es mayor que **75 años**, se pueden utilizar datos de ensayos para la vida útil deseada.

El límite de deformación por tracción en servicio a largo plazo y el límite de deformación por compresión mayorada de la Tabla 12.12.3.3-1 necesitan ser multiplicados por los factores apropiados de resistencia para obtener los límites de deformación.

C 12.12.3.4. Empuje

Debido a la naturaleza dependiente del tiempo de las propiedades de los tubos termoplásticos, la carga varía con el tiempo.

La duración de la carga es una consideración importante para algunos tipos de tubo termoplástico. Las sobrecargas y las condiciones ocasionales de inundación normalmente se consideran cargas de corto plazo. Las cargas del suelo o niveles freáticos altos permanentes, normalmente se consideran cargas de largo plazo.

C 12.12.3.5. Cargas de servicio y mayoradas

Para factores η , referirse al artículo 12.5.4 respecto a las suposiciones acerca de la redundancia para cargas de suelo y sobrecargas.

El factor K_2 se introduce para considerar la variación del empuje alrededor de la circunferencia, el cual es necesario cuando se combinan el empuje con el momento o el empuje debido a la carga de suelo y sobrecarga bajo rellenos poco profundos. El valor de K_2 se establece igual a **1,0** para determinar el empuje en el eje del tubo e igual a **0,6** para determinar el empuje en la corona. El término P_L también se modifica por esta razón en artículos posteriores.

La Figura C 3.11.3-1 muestra el efecto del agua subterránea sobre las presiones del suelo. P_{sp} no incluye la presión hidrostática. P_{sp} es la presión debida al peso del suelo por encima del tubo y se debe calcular con base en la densidad húmeda para el suelo por encima del nivel freático y con base en la densidad flotante del suelo por debajo del nivel freático. Ver la Tabla 3.5.1-1 para pesos unitarios comunes.

Para calcular L_w , se debe agregar la separación entre ejes (y aumentar la sobrecarga total) si la profundidad es suficiente para que interactúen las cargas de los ejes.

El factor K_{yE} se introduce para proporcionar el mismo nivel de seguridad utilizado tradicionalmente para alcantarillas termoplásticas. Los Diseñadores pueden considerar utilizar valores de K_{yE} tan bajos como **1,0** siempre y cuando se implementen procedimientos para garantizar el cumplimiento de las especificaciones de construcción. Para diseños de alcantarillas completados con un factor de instalación menor que **1,5**, se requiere que el diseñador especifique medidas adicionales de comportamiento mínimo tales como ensayos, monitoreo, controles de construcción, requisitos de gradación y de relleno incluyendo el monitoreo activo de la gradación y compactación del relleno (ver el Artículo 30.7.4 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto). Los controles de construcción incluyen medidas de la deflexión y se debe requerir que el Contratista presente y obtenga la aprobación del Ingeniero del Propietario para que su plan constructivo sea utilizado para alcanzar las medidas más estrictas de comportamiento que permita el uso de un factor de instalación más pequeño en el diseño. La colocación y monitoreo del relleno se deben hacer en niveles a lo largo de los lados de la alcantarilla e incluyen medidas del cambio en el diámetro vertical del tubo cuando el relleno alcanza la parte superior del tubo. A medida que el relleno se aproxima al tope del tubo el diámetro vertical del mismo debería ser

mayor que el diámetro vertical antes del relleno, pero no más de **3 por ciento** mayor que el diámetro vertical antes del relleno.

El uso del factor de arco vertical se basa en el comportamiento, demostrado por Burns and Richard (1964), de que el tubo con relaciones elevadas de rigidez anular (S_H , relación entre la rigidez del suelo y la rigidez anular del tubo) soportan sustancialmente menos carga que el peso del prisma de suelo directamente sobre el tubo. Este comportamiento fue demostrado experimentalmente por Hashash and Selig (1990) y analíticamente por Moore (1995). McGrath (1999) desarrolló la forma simplificada de la ecuación presentada en este Capítulo.

El enfoque **VAF** solo está desarrollado para el caso de carga de terraplén. Actualmente no se dispone de una guía para predecir las cargas reducidas sobre el tubo en condiciones de zanja. La única teoría de carga de zanja propuesta para tubo flexible fue la de Spangler, que no tiene una buena guía sobre la selección de los parámetros de entrada. Es conservador utilizar el enfoque **VAF** tal como se presenta para terraplenes.

Si se evalúan las condiciones de carga a corto plazo, para calcular S_H se debe utilizar el módulo de elasticidad inicial. De manera similar, si se evalúan las condiciones de carga a largo plazo, para calcular S_H se debe utilizar el módulo de elasticidad a largo plazo. El término ϕ_s , aparece en la Ec. 12.12.3.5-4 para tener en cuenta la variabilidad de la compactación del relleno. Un menor nivel de compactación aumenta la fuerza del empuje aplicada sobre el tubo.

Para seleccionar los valores del módulo de suelo restringido, M_s , las ediciones previas de las especificaciones AASHTO LRFD 2012 contenían el comentario "La práctica sugerida es diseñar para una densidad estándar Proctor del relleno **5 por ciento** menor que la especificada en los pliegos de especificaciones técnicas". Esta declaración no se considera necesaria con la adición de las directrices de inspección post-construcción dadas en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, las cuales proporcionan garantía razonable para que se alcance la condición de diseño.

Para alcantarillas instaladas en zanjas bajo profundidades de relleno mayores que **3 m**, no es necesaria la evaluación de los valores de M_s para el suelo in situ para un ancho de un diámetro a cada lado del tubo, siempre y cuando el suelo in situ tenga rigideces vertical y lateral adecuadas. Las paredes estables de las zanjas, durante el proceso de excavación, son indicadoras de la adecuada rigidez vertical y lateral.

La instalación en zanjas angostas reduce la carga vertical, siempre que la rigidez vertical del suelo sea adecuada para soportar la carga que se distribuye alrededor del tubo debido al arco, representado por el factor de arqueamiento vertical (**VAF**) en el método de diseño y se preserve un espacio suficiente al lado del tubo para colocar y compactar el relleno. El ancho mínimo de zanja, proporcionado en la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, se establece para proporcionar un espacio adecuado. Las zanjas angostas generan un nivel deseable de conservadurismo, ya que no se considera la transferencia de la carga a la pared in situ de la zanja en el diseño de los tubos flexibles.

Si el material de relleno estructural es piedra triturada compactada, entonces se pueden utilizar valores del módulo secante del suelo restringido, M_s , para **Sn-100**. Si el relleno es piedra triturada no compactada (arrojada), utilizar los valores del módulo para **Sn-90**. Aunque no es práctica común monitorear la densidad de relleno de piedra triturada, se ha encontrado con la experiencia que un esfuerzo modesto de compactación mejora el comportamiento de la alcantarilla y permite el uso de valores compactados.

El ancho del relleno estructural es una consideración importante cuando el suelo in situ en la pared de la zanja o el relleno del terraplén al lado del relleno estructural es blando. Actualmente, sólo el “Manual de diseño de tubo de fibra de vidrio”, Manual M45 de AWWA, trata este tema.

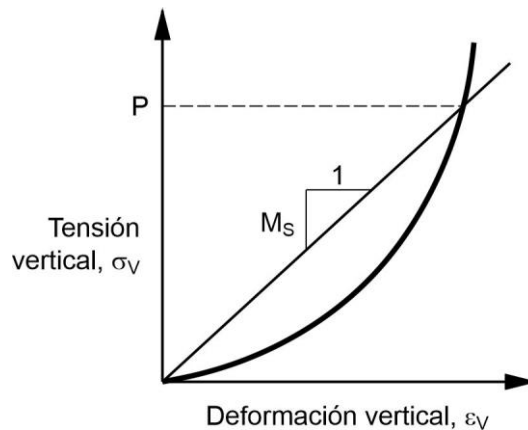


Figura C 12.12.3.5-1. Curva esquemática unidimensional tensión-deformación del suelo de relleno.

C 12.12.3.6. Requisitos para la manipulación e instalación (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.12.3.7. Prisma de suelo

La carga del prisma de suelo y el factor de arqueamiento vertical, **VAF**, sirven como referencia común para la carga en todos los tipos de tubo.

Para el cálculo del prisma de suelo se necesita considerar el peso unitario del relleno sobre el tubo. Utilizar el peso unitario húmedo por encima del nivel freático y el peso unitario flotante por debajo del nivel freático. En los casos donde el nivel freático fluctúa, puede ser necesario evaluar múltiples condiciones.

La Figura C 3.11.3-1 muestra el efecto del agua subterránea sobre la presión del suelo. Ver la Tabla 3.5.1-1 para pesos unitarios comunes.

C 12.12.3.8. Presión hidrostática

La carga hidrostática debida a la presión de agua externa se debe calcular en todos los casos donde el nivel freático pueda estar por encima del eje del tubo en cualquier momento. Esta carga contribuye al empuje anular pero no afecta la deflexión.

A menudo hay incertidumbre en el nivel freático y sus variaciones anuales. El diseñador puede utilizar el factor K_{wa} con valores de hasta **1,3**, para tener en cuenta esta incertidumbre, o puede seleccionar valores conservativos de H_w con un valor menor de K_{wa} pero no menor que **1**.

C 12.12.3.9. Sobrecarga

Los cálculos de sobrecarga se incluyen aquí para demostrar el cálculo del empuje por sobrecarga en la corona y en la línea de arranque. El documento NCHRP Project 15-29, que revisará esto, está cerca de completarse. Este proyecto no está proponiendo cambios en la distribución de la sobrecarga.

Incrementar según sea necesario si la profundidad es suficiente para que las ruedas y/o ejes interactúen.

Añadir un eje espaciado si la profundidad es suficiente para que los ejes puedan interactuar.

Añadir una rueda espaciada si la profundidad es suficiente para que las ruedas puedan interactuar.

Ajustar el término K_1 a 0 es una hipótesis normal en la distribución de la sobrecarga para el tubo y tiene en cuenta la carga que se atenúa en la parte superior del tubo; sin embargo, la carga continúa propagándose longitudinalmente a lo largo del tubo a medida que se atenúa desde la corona hasta la línea de arranque. Utilizar el término $K_1 = D_o/2$ proporciona un medio para dar cuenta de esto.

C 12.12.3.10. Resistencia de la pared

C 12.12.3.10.1. Resistencia al empuje axial

C 12.12.3.10.1a. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.12.3.10.1b. Área efectiva de pandeo local

Para completar el cálculo de pandeo local, el perfilado se idealiza como un grupo de elementos rectangulares. Para completar dicha idealización, debe incluir:

- El área total real.
- Si el elemento de la cresta es curvo, se debe idealizar en el baricentro de la curvatura. El elemento idealizado no necesita tocar las almas idealizadas.

Ver McGrath et al. (2009) para orientación acerca de otros tipos de perfilados.

La resistencia al pandeo local se basa en el concepto del ancho efectivo utilizado por la industria del acero conformado en frío. Esta teoría supone que aunque el pandeo se inicia en el centro de un elemento de chapa, el elemento todavía tiene una resistencia sustancial post-pandeo en los bordes donde el elemento se apoya. Este concepto se demuestra en la Figura C 12.12.3.10.1b-1.

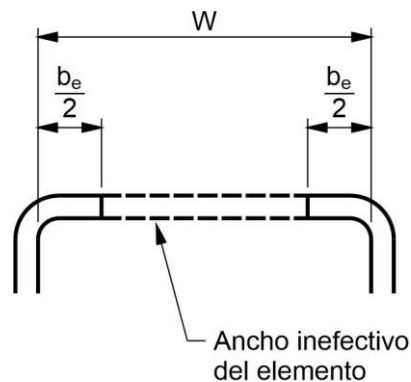


Figura C 12.12.3.10.1b-1. Concepto del ancho efectivo.

La evaluación del pandeo local reduce la capacidad de las secciones de la pared del tubo con relaciones elevadas entre el ancho y el espesor.

Los cálculos en las Ecs. 12.12.3.10.1b-1 a 12.12.3.10.1b-4 se deben repetir para cada elemento en el perfilado idealizado.

El coeficiente de pandeo de la chapa es análogo al factor de longitud efectiva, k , en el pandeo de la columna.

El ensayo corto de compresión se ha incorporado como un requisito en los productos estándar de AASHTO M 294 y M 304. Los datos de ensayo deben estar fácilmente disponibles de los ensayos del fabricante y del control de calidad.

C 12.12.3.10.1c. Deformación de compresión (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.12.3.10.1d. Límites de deformación por empuje (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.12.3.10.1e. Límites de deformación por pandeo general

Las ecuaciones para resistencia global presentadas aquí son una simplificación conservadora de la teoría del pandeo del continuo presentada por Moore (1990). Se puede aplicar un análisis detallado utilizando la teoría completa en lugar de los cálculos de este artículo.

El término ϕ_s aparece en la expresión para ϵ_{bck} para tener en cuenta los rellenos compactados a niveles por debajo de los especificados en el diseño. Niveles menores de compactación aumentan la fuerza del empuje en el tubo.

Para diseños que cumplen con todos los demás requisitos de este Reglamento y de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, la corrección por la geometría del suelo de relleno, R_h , es igual al valor indicado en el Reglamento.

La teoría completa propuesta por Moore (1990) proporciona variaciones en R_h que considera el apoyo no uniforme del relleno. En el caso extremo donde el ancho del relleno estructural a un lado de la alcantarilla es **0,1 veces** el tramo y el módulo del suelo por fuera del relleno estructural es **0,1 veces** el módulo del relleno, entonces:

$$R_h = \frac{20}{56 + \frac{D}{H}} \quad (\text{C 12.12.3.10.1e-1})$$

La relación de Poisson se utiliza para convertir el módulo de elasticidad confinado al módulo de deformación plano. Valores para la relación de Poisson de suelos se proporcionan en muchas referencias geotécnicas. Una de ellas es Selig (1990).

C 12.12.3.10.2. Límites de deformación por flexión y empuje

C 12.12.3.10.2a. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.12.3.10.2b. Deformación combinada

Los criterios para la deformación combinada de compresión se basan en limitar el pandeo local. Se permite un límite más elevado en la deformación para deformaciones combinadas porque, bajo flexión, los elementos del alma tienen una tensión baja cerca del baricentro del elemento y entonces es poco probable que se genere el pandeo. De esta manera, los elementos del alma no pandeados aumentan la estabilidad de los elementos de crestas y valles.

El límite de deformación para compresión combinada es **50 por ciento** mayor que para la compresión anular sola porque los elementos del alma, que experimentan bajas deformaciones debidas a flexión, probablemente no se pandeen, incrementando así la estabilidad de los elementos cerca de las crestas y los valles. Si bien este comportamiento sería modelado con mayor precisión como un incremento en el factor **k** de la Ec. 12.12.3.10.1b-4, el aumento en la deformación límite se considera adecuado para este método de diseño simplificado.

Para la capacidad de empuje, la sección está limitada únicamente por la consideración de la capacidad de compresión anular. La verificación de la deformación de compresión combinada, anular más flexión, se utiliza para limitar la flecha admisible del tubo.

Los elementos sujetos principalmente a flexión (tales como el elemento del alma de la Figura 12.12.3.10.1b-1 cuando el tubo se deforma) no están altamente tensionados cerca del baricentro, donde se inicia el pandeo, y los factores teóricos **k** para chapas en flexión son mayores que **20**. Para simplificar el análisis para flexión y empuje combinados, los elementos, tales como el alma cuyo baricentro está dentro de los **c/3** del baricentro de toda la pared perfilada, se puede analizar solamente para el efecto de las deformaciones de compresión anular. Es decir, se pueden ignorar los incrementos en la deformación debido a flexión.

La práctica pasada ha utilizado los límites de deformación a tracción especificados en la Tabla 12.12.3.3-1, sin ninguna directriz con respecto a los límites de deformación última. A los fines de los cálculos de diseño, suponer que la capacidad de deformación última a tracción es **50 por ciento** mayor que las capacidades de servicio proporcionadas en la Tabla 12.12.3.3-1.

Se permite un límite de deformación más elevado bajo flexión y compresión combinadas. Este incremento se permite porque el elemento del alma bajo flexión tiene una tensión baja en el centro del elemento, reduciendo la probabilidad de pandeo, y permitiéndole proporcionar más estabilidad a los elementos de crestas y valles.

Las deformaciones de flexión se toman siempre positivas.

La tensión pico de flexión ocurre cerca de la corona para condiciones de sobrecarga y cerca de la región del acostillado/solera para casos enterrados profundamente. Los factores K_1 y K_2 se deben utilizar en los cálculos del empuje para determinar las deformaciones por empuje utilizadas en las Ecs. 12.12.3.10.2b-1 y 12.12.3.10.2b-2.

La deformación por compresión en servicio se utiliza para determinar la deformación mayorada debida a flexión en lugar de la deformación a compresión mayorada. El uso de la deformación a compresión mayorada resultaría en una demanda no conservadora de deformación por flexión.

El factor de forma empírico se utiliza en el diseño de tubo de fibra de vidrio y se presenta en el manual "AWWA Manual of Practice M45, Fiberglass pipe design, (1996)". Éste demuestra que las deformaciones por flexión son mayores en tubos con baja rigidez enterrado en suelos que requieren un esfuerzo sustancial de compactación (limos y arcillas), y es menor en tubos con alta rigidez enterrados en suelos que requieren poco esfuerzo de compactación (arenas y gravas).

La Tabla 12.12.3.10.2b-1 no cubre todos los niveles posibles de rellenos y de densidad. Los diseñadores deben interpolar o extrapolar de la Tabla según sea necesario para los proyectos específicos.

Análisis más detallados tienen que considerar la probabilidad de apoyo inconsistente del suelo al tubo en la zona del acostillado, y de deformaciones locales durante el colocado y compactación del relleno.

Las deformaciones por flexión generalmente no se pueden predecir con precisión durante el diseño debido a las variaciones en los materiales del relleno y del esfuerzo de compactación utilizado durante la instalación. Los límites de deflexión en la instalación se establecen en las especificaciones constructivas para garantizar que no se excedan los parámetros de diseño.

El límite de la deflexión de diseño es el **5 por ciento** de reducción en el diámetro vertical tal como se establece en la especificación de construcción. El tubo se debe diseñar para permitir esta deflexión, a menos que se especifiquen medidas extraordinarias en los pliegos de especificaciones técnicas para minimizar el esfuerzo de compactación y el control de deflexiones.

La norma AASHTO Bridge Construction Specifications actualmente restringe la deflexión vertical total admisible al **5 por ciento**.

C 12.12.4. Construcción e instalación (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.13. CHAPAS DE ACERO UTILIZADAS COMO REVESTIMIENTO DE TÚNELES

C 12.13.1. Requisitos generales

La capacidad de carga de un revestimiento para túneles no rígido, como por ejemplo la de una chapa de acero, resulta de su capacidad de deformación bajo carga, de modo que la

restricción lateral desarrollada por la resistencia lateral del suelo restringe aún más la deflexión. Por lo tanto, dicha deflexión tiende a igualar las presiones radiales y a cargar el revestimiento del túnel como si se tratara de un anillo en compresión.

C 12.13.2. Cargas

La carga de suelo que debe soportar el revestimiento del túnel depende del tipo de suelo. En los suelos granulares con poca o ninguna cohesión, la carga depende del ángulo de fricción interna del suelo y del diámetro del túnel. En los suelos cohesivos tales como las arcillas, la carga a ser soportada por el revestimiento del túnel depende de la resistencia al corte del suelo por encima del techo del túnel.

C 12.13.2.1. Cargas de suelo

La Ecuación 12.13.2.1-1 es una forma de la fórmula de Marston. La misma permite cuantificar la presión total debida a la sobrecarga que actúa sobre el túnel en función del ángulo de fricción interna del suelo donde se construye el túnel.

En ausencia de perforaciones y ensayos de suelo adecuados, al calcular W_E utilizar $\phi_f = 0$.

C 12.13.2.2. Sobrecargas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.13.2.3. Presión de inyección (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.13.3. Seguridad contra las fallas estructurales

C 12.13.3.1. Propiedades de la sección (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.13.3.2. Área de las paredes (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.13.3.3. Pandeo

El pandeo de las paredes depende de la rigidez, k , del suelo de apoyo que rodea a las chapas. Si para rellenar los vacíos del lado exterior de las chapas se utiliza lechada de cemento pórtland o materiales de relleno de buena calidad (es decir materiales que cumplen los requisitos de la Sección 25 de la norma AASHTO LRFT Bridge Construction Specifications, "Revestimientos para túneles de acero y hormigón") se puede utilizar $k = 0,22$. Para otros tipos de suelos o materiales de relleno in situ, se sugiere $k = 0,44$. Si los suelos, donde se construye el túnel, son desmoronables o si se dejan vacíos en el mismo puede ser necesario considerar con más detalle el valor de k a utilizar.

C 12.13.3.4. Resistencia de las costuras (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.13.3.5. Rigidez constructiva

El anillo de la chapa de revestimiento debe tener suficiente rigidez para resistir las cargas no equilibradas de la construcción normal tales como las generadas por la lechada de cemento, los desmoronamientos locales, y las diversas cargas concentradas.

Por motivos de comodidad, la rigidez constructiva mínima requerida para estas cargas, C_s , se puede expresar utilizando la expresión indicada. Sin embargo, se debe reconocer que los valores límites aquí indicados son apenas mínimos recomendados. Es posible que las condiciones de trabajo en obra exijan mayores rigideces efectivas. La determinación final

de este factor se debe basar en un íntimo conocimiento del proyecto y en la experiencia práctica.

La rigidez constructiva, C_s , obtenida de la Ecuación 12.13.3.5-1, considera el momento de inercia de una chapa individual.

C 12.14. ESTRUCTURAS DE TRES LADOS DE HORMIGÓN ARMADO PREFABRICADO

C 12.14.1. Requisitos generales

Las unidades se pueden fabricar utilizando hormigón estructural y encofrados convencionales o bien a máquina utilizando hormigón seco y encofrados vibratorios.

C 12.14.2. Materiales

C 12.14.2.1. Hormigón (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.2.2. Armadura (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.3. Recubrimiento de hormigón sobre el refuerzo (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.4. Propiedades geométricas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5. Diseño

C 12.14.5.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.2. Distribución de los efectos de la carga concentrada en la losa superior y en los laterales (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.3. Distribución de las cargas concentradas en las alcantarillas oblicuas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.4. Transferencia de corte en las juntas transversales entre secciones de una alcantarilla

Las estructuras de tope plano con menos de **0,6 m** de relleno y con losas superiores que son más delgadas que las especificadas en este artículo pueden experimentar deflexión diferencial de unidades adyacentes las cuales pueden generar fisuración del pavimento si no se utiliza un medio de transferencia de corte.

El espesor mínimo especificado de losa y las relaciones entre tramo y espesor de losa reflejan años de experiencia en el diseño y construcción de estructuras planas de tres lados y están influenciadas por la Tabla 9.5.a) del Reglamento CIRSOC 201-05 y la Tabla 8.9.2 de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition. El desempeño pasado de esas estructuras planas de tres lados diseñadas de acuerdo con estas disposiciones proporciona respaldo adicional para esta excepción.

Para secciones oblicuas, el diseño se basa en el tramo medido paralelo a la junta con la sección adyacente. Este es un tramo más largo que el medido de forma perpendicular a

las paredes extremas. Sin embargo, diseñar para un tramo más largo proporciona un refuerzo adicional para abordar las tensiones no uniformes introducidas por la geometría oblicua que no se consideran explícitamente para ángulos de oblicuidad modestos.

Las estructuras con tope en arco, por su geometría e interacción con el suelo circundante, no exhiben deflexiones diferenciales significativas que puedan generar fisuración en el pavimento para estructuras con menos de **0,6 m** de relleno. Por lo tanto, los requisitos de este artículo no aplican a las estructuras con tope en arco.

La disposición de espesor mínimo de este artículo se refiere sólo a la necesidad de transferencia de corte entre secciones adyacentes de tres lados. Se deben cumplir todas las demás disposiciones de este Reglamento.

C 12.14.5.5. Longitud del tramo (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.6. Factores de resistencia (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.7. Control de la fisuración (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.8. Armadura mínima (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.9. Control de las deflexiones en el estado límite de servicio (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.10. Diseño de las zapatas (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.11. Relleno estructural (Este artículo no tiene comentarios)

C 12.14.5.12. Protección contra la socavación y consideraciones hidrológicas e hidráulicas (Este artículo no tiene comentarios)

BIBLIOGRAFÍA

En esta versión 2019 del Reglamento CIRSOC 804, se ha incluido la bibliografía original del AASHTO LRFD 2012.

BIBLIOGRAFÍA, CAPÍTULO 12

AA. 1983. Aluminum Drainage Products Manual, 1st Edition. Aluminum Association, Washington, DC, p. 86.

AASHTO. 2010. AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition, LRFDCONS-3. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Pending.

AASHTO. 2011. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, 31st Edition, HM-31, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Includes AASHTO M, R, and T standards, which are also available individually in downloadable form.

Abolmaali, I., I. Garg, et al. 2007. "Experimental and Finite Element Based Investigations of Shear Behavior in Reinforced Concrete Box Culverts", Journal Title. Publisher, Locale, Vol. X, No. Y.

AWWA. 1996. "Fiberglass Pipe Design". AWWA Manual of Water Supply Practice M45. American Water Works Association, Denver, CO.

Bellair, P. J., and J. P. Ewing. 1984. Metal Loss Rates of Uncoated Steel and Aluminum Culverts in New York, Research Report 115. Engineering Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation, Albany, NY.

Boulanger, R. W., R. B. Seed, R. D. Baird, and J. C. Schluter. 1989. "Measurements and Analyses of Deformed Flexible Box Culverts". Transportation Research Record 1231. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 25–35.

Burns, J. Q., and R. M. Richard. 1964. "Attenuation of Stresses for Buried Cylinders". Proceedings of the Conference on Soil Structure Interaction. University of Arizona, Tucson, AZ, pp. 378–392.

CSA. 2006. Canadian Highway Bridge Design Code, CAN/CSA-S6-06. Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada.

Duncan, J. M., R. B. Seed, and R. H. Drawsky. 1985. "Design of Corrugated Metal Box Culverts". Transportation Research Record 1008. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 33–41.

Frederick, G. R., C. V. Ardis, K. M. Tarhini, and B. Koo. 1988. "Investigation of the Structural Adequacy of C 850 Box Culverts". Transportation Research Record 1191. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Funahashi, M., and J. B. Bushman. 1991. "Technical Review of 100 mV Polarization Shift Criterion for Reinforcing Steel in Concrete". *Corrosion*, Vol. 47, No. 5, May 1991, pp. 376–386.

Hashash, N., and E. T. Selig. 1990. "Analysis of the Performance of a Buried High Density Polyethylene Pipe". *Proceedings of the First National Conference on Flexible Pipes*. Columbus, OH, October 1990, pp. 95–103.

Hurd, J. O. 1984. "Field Performance of Concrete Pipe and Corrugated Steel Pipe Culverts and Bituminous Protection of Corrugated and Steel Pipe Culverts". *Transportation Research Record 1001*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 40–48.

FHWA. 1985. *Hydraulic Design of Highway Culverts*, FHWA-IP-85-15. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Hydraulic Design Series No. 5, p. 272.

James, R. W. 1984. "Behavior of ASTM C 850 Concrete Box Culverts Without Shear Connectors". *Transportation Research Record 1001*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Koepf, A. H., and P. H. Ryan. 1986. "Abrasion Resistance of Aluminum Culvert Based on Long-Term Field Performance". *Transportation Research Record 1087*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 15–25.

McGrath, T. J. 1996. *A Proposed Design Method for Calculating Loads and Hoop Compression Stresses for Buried Pipe*. Draft report submitted to the Polyethylene Pipe Design Task Group of the AASHTO Flexible Culvert Liaison Committee.

McGrath, T. J. 1999. "Calculating Loads on Buried Culverts Based on Pipe Hoop Stiffness". *Transportation Research Record 1656*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

McGrath, T. J. 2004. "Live Load Distribution Widths for Reinforced Concrete Box Culverts", *Journal Title*. Publisher, Locale, Vol. X, No. Y.

McGrath, T. J. 2005. *Structural Investigation of Metal Box Section with Spans up to 36 ft Prepared for CONTECH Construction Products, Inc. by Simpson Gumpertz & Heger, Inc*. Waltham, MA.

McGrath, T. J., A. A. Liepins, J. L. Beaver, and B.P. Strohman. 2004. *Live Load Distribution Widths for Reinforced Concrete Box Culverts. A study for the Pennsylvania Department of Transportation conducted by Simpson Gumpertz and Heger, Inc., Waltham, MA.*

McGrath, T. J., I. D. Moore, E. T. Selig, M. C. Webb, and B. Taleb. 2002. *Recommended Specifications for Large-Span Culverts*, NCHRP Report 473. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

McGrath, T. J., I. D. Moore, and G. Y. Hsuan. 2009. *Updated Test and Design Methods for Thermoplastic Drainage Pipe*, NCHRP Report 631. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

McGrath, T. J., and J. L. Beaver. 2005. Performance of Thermoplastic Pipe under Highway Vehicle Loading, Simpson Gumpertz & Heger Inc., Oakdale, MN. Research Report to Minnesota Department of Transportation.

McGrath, T. J., and V. E. Sagan. 1999. LRFD Specifications for Plastic Pipe and Culverts, NCHRP Report 438. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Meacham, D. G., J. O. Hurd, and W. W. Shislar. 1982. Culvert Durability Study, Report No. ODOT/LandD/82-1. Ohio Department of Transportation, Columbus, OH.

Moore, I. D. 1990. "Three-Dimensional Response of Elastic Tubes", International Journal of Solids and Structures. Elsevier, Maryland Heights, MO, Vol. 26, No. 4.

Moore, I. D. 1995. "Three-Dimensional Response of Deeply Buried Profiled Polyethylene Pipe". Transportation Research Record 1514. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 49–58.

NRC. 1978. "Durability of Drainage Pipe". NCHRP Synthesis of Highway Practice No. 50. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, p. 37.

Potter, J. C. 1988. Life Cycle Cost for Drainage Structures, Technical Report GL-88-2. Prepared for the Department of the Army by the Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, p. 72.

Selig, E.T. 1990. "Soil Properties for Plastic Pipe Installation", Buried Plastic Pipe Technology, ASTM STP 1093, George S. Buczala and Michael J. Cassady, eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

White, D. W., and M. J. Clarke. 1997. "Design of Beam-Columns in Steel Frames II: Comparison of Standards", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 123, No. 12.

INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES