

Reglamento CIRSOC 804-1
Ministerio de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

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***

Tableros y Sistemas de Tableros

Julio 2020

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

***Tableros y Sistemas
de Tableros***

EDICIÓN JULIO 2020



**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

© 2020

**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

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
REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS**

CIRSOC 804-1

Tableros y Sistemas de Tableros

***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. Alicia Aragno	INVITADA ESPECIAL - EXCOORDINADORA ÁREA ACCIONES SOBRE LAS CONSTRUCCIONES DE INTI-CIRSOC

Agradecimiento especial

El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al Ing. Ariel Elías Manoukian la donación de la foto que ilustra la tapa de este Reglamento, que pertenece al Puente José Manuel de la Sota, ubicado en la Provincia de Córdoba, al Ing. Guillermo Ferrando por todas las gestiones realizadas y al Ing. Diego Maurigh por la ayuda brindada.

INDICE

CAPÍTULO 9. TABLEROS Y SISTEMAS DE TABLEROS

C 9.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
C 9.2. DEFINICIONES	1
C 9.3. SIMBOLOGÍA	1
C 9.4. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO	1
C 9.4.1. Acción en las interfases	1
C 9.4.2. Drenaje de los tableros	1
C 9.4.3. Accesorios de hormigón	1
C 9.4.4. Apoyo de los bordes	2
C 9.4.5. Encofrados perdidos para aleros	2
C 9.5. ESTADOS LÍMITE	2
C 9.5.1. Requisitos generales	2
C 9.5.2. Estado límite de servicio	2
C 9.5.3. Estado límite de fatiga y fractura	2
C 9.5.4. Estados límite de resistencia	2
C 9.5.5. Estados límite correspondiente a eventos extremos	3
C 9.6. ANÁLISIS	3
C 9.6.1. Métodos de análisis	3
C 9.6.2. Cargas	3
C 9.7. LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN	3
C 9.7.1. Requisitos generales	3
C 9.7.1.1. Altura y recubrimiento mínimos	3
C 9.7.1.2. Acción compuesta	3
C 9.7.1.3. Tableros oblicuos	3
C 9.7.1.4. Apoyo de los bordes	4
C 9.7.1.5. Diseño de las losas en voladizo	4
C 9.7.2. Diseño empírico	4
C 9.7.2.1. Requisitos generales	4
C 9.7.2.2. Aplicación	5
C 9.7.2.3. Longitud efectiva	5
C 9.7.2.4. Condiciones de diseño	5
C 9.7.2.5. Requisitos de armadura	7
C 9.7.2.6. Tableros con encofrados perdidos	7
C 9.7.3. Diseño tradicional	7
C 9.7.3.1. Requisitos generales	7

C 9.7.3.2. Armadura de distribución	7
C 9.7.4. Encofrados perdidos	7
C 9.7.4.1. Requisitos generales	7
C 9.7.4.2. Encofrados de acero	8
C 9.7.4.3. Encofrados de hormigón	8
C 9.7.4.3.1. Altura	8
C 9.7.4.3.2. Armadura	8
C 9.7.4.3.3. Control de fluencia lenta y contracción	8
C 9.7.4.3.4. Material de apoyo para los paneles	8
C 9.7.5. Losas de tablero prefabricadas sobre vigas	9
C 9.7.5.1. Requisitos generales	9
C 9.7.5.2. Tableros prefabricados unidos transversalmente	9
C 9.7.5.3. Tableros prefabricados postensados longitudinalmente	9
C 9.7.6. Losas de tablero en construcciones por dovelas	9
C 9.7.6.1. Requisitos generales	9
C 9.7.6.2. Juntas en el tablero	9
C 9.8. TABLEROS METÁLICOS	10
C 9.8.1. Requisitos generales	10
C 9.8.2. Tableros de emparrillado metálico	10
C 9.8.2.1. Requisitos generales	10
C 9.8.2.2. Pisos de emparrillado abierto	10
C 9.8.2.3. Tableros de emparrillado con vanos llenos y parcialmente llenos	11
C 9.8.2.3.1. Requisitos generales	11
C 9.8.2.3.2. Requisitos de diseño	11
C 9.8.2.3.3. Estado límite de fatiga y fractura	11
C 9.8.2.4. Tableros de emparrillado con vanos no llenos compuestos con losas de hormigón armado	12
C 9.8.2.4.1. Requisitos generales	12
C 9.8.2.4.2. Diseño	12
C 9.8.2.4.3. Estado límite de fatiga	12
C 9.8.3. Tableros ortótropos de acero	13
C 9.8.3.1. Requisitos generales	13
C 9.8.3.2. Distribución de las cargas de rueda	13
C 9.8.3.3. Superficie de rodamiento	13
C 9.8.3.4. Análisis de tableros ortótropos	14
C 9.8.3.4.1. Requisitos generales	14
C 9.8.3.4.2. Nivel 1 de diseño	16
C 9.8.3.4.3. Nivel 2 de diseño	16
C 9.8.3.4.3a. Requisitos generales	16
C 9.8.3.4.3b. Tableros con nervios abiertos	16
C 9.8.3.4.3c. Tableros con nervios cerrados	16
C 9.8.3.4.4. Nivel 3 de diseño	16
C 9.8.3.5. Diseño	16
C 9.8.3.5.1. Superposición de efectos locales y globales	16
C 9.8.3.5.2. Estados límite	16
C 9.8.3.5.2a. Requisitos generales	16
C 9.8.3.5.2b. Estado límite de servicio	16
C 9.8.3.5.2c. Estado límite de resistencia	17
C 9.8.3.5.2d. Estado límite de fatiga	17
C 9.8.3.6. Requisitos de detalle	17
C 9.8.3.6.1. Espesor mínimo de la placa	17
C 9.8.3.6.2. Nervios cerrados	17

C 9.8.3.6.3. Soldadura de tableros ortótropos	18
C 9.8.3.6.4. Detalles de tableros y nervios	18
C 9.8.4. Tableros ortótropos de aluminio	19
C 9.8.5. Tableros de metal corrugado	19
C 9.8.5.1. Requisitos generales	19
C 9.8.5.2. Distribución de las cargas de rueda	19
C 9.8.5.3. Acción compuesta	19
C 9.9. TABLEROS DE MADERA	19

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 9.

TABLEROS Y SISTEMAS DE TABLEROS

C 9.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Capítulo implícitamente contiene una filosofía de diseño según la cual se prefieren los tableros y sistemas de tableros continuos, sin juntas, con el objetivo de mejorar la resistencia a la intemperie y la corrosión del puente en su conjunto, reducir los esfuerzos que demanda la inspección y los costos de mantenimiento, y aumentar la efectividad y la redundancia de la estructura.

C 9.2. DEFINICIONES (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.3. SIMBOLOGÍA (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.4. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

C 9.4.1. Acción en las interfases

Se recomienda utilizar la acción compuesta para mejorar la rigidez y economía de las estructuras.

Históricamente algunos tableros sin conectores de corte han demostrado cierto grado de acción compuesta debido a los efectos de la adherencia química y/o fricción, pero esta acción compuesta no puede ser considerada en el diseño estructural.

Es difícil diseñar y detallar un dispositivo de fijación que no capte esfuerzos de corte debido a las cargas transitorias, cambios de temperatura, y variaciones del contenido de humedad. Estos esfuerzos pueden aflojar y/o romper dichos dispositivos, y provocar daños por fatiga en otras partes del sistema de piso y sus conexiones a los elementos principales, en particular a las vigas de tablero.

C 9.4.2. Drenaje de los tableros (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.4.3. Accesorios de hormigón

La experiencia indica que interrumpir los accesorios de hormigón en ubicaciones diferentes a las juntas del tablero no satisface el propósito de aliviar las tensiones. En los parapetos de hormigón se han observado grandes fisuras, a distancias de apenas **0,30 m** de las juntas abiertas. Por lo general, aunque no en todos los casos, la contribución estructural de estos elementos es beneficiosa. Un potencial aspecto negativo de la continuidad es el aumento de fisuración en los accesorios.

C 9.4.4. Apoyo de los bordes

Si la configuración de la junta se integra adecuadamente con el tablero, ésta se puede utilizar como un elemento estructural de la viga de borde.

C 9.4.5. Encofrados perdidos para aleros (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.5. ESTADOS LÍMITE

C 9.5.1. Requisitos generales

Excluir la contribución de un accesorio de hormigón en el estado límite de resistencia es una medida de seguridad, ya que no se toma ventaja de un componente que puede ser dañado, desconectado o destruido por una colisión.

El artículo 9.7.2.2 establece que el método de diseño empírico no es aplicable a los voladizos del tablero.

C 9.5.2. Estado límite de servicio

La deformación del tablero se refiere a la combadura local bajo las cargas de rueda, no a la deformación global de la superestructura.

El objetivo principal de limitar la deformación excesiva del tablero es impedir la pérdida y desgaste de la superficie de rodamiento. No es posible especificar un límite general, ya que este límite es función de la composición de la superficie de rodamiento y de la adherencia entre el tablero y dicha superficie. Los límites se deben establecer en base a ensayos.

Se han realizado numerosos trabajos para estudiar la relación entre las aceleraciones y el confort de los usuarios. La aceleración es función de la frecuencia fundamental de vibración del tablero en un tramo particular, y de la magnitud de la flecha dinámica debida a la sobrecarga. Generalmente las flechas dinámicas están entre el **15 y 20 por ciento** de las flechas estáticas. Análisis realizados indican que para los sistemas de tablero, en lugar de los niveles de aceleración, se pueden utilizar las flechas estáticas.

C 9.5.3. Estado límite de fatiga y fractura

Los requisitos que establecen que no es necesario analizar la fatiga, en ciertos tipos de tableros, se basan exclusivamente en comportamientos previos observados y en ensayos realizados en laboratorio.

Una serie de **35 ensayos** de fatiga bajo carga pulsante realizados utilizando losas modelo, indicaron que el límite de fatiga para las losas diseñadas de acuerdo con los métodos convencionales de AASHTO (basados en los momentos) fue de aproximadamente tres veces el nivel de servicio. Los tableros diseñados en base al método de la armadura isótropa especificado en el artículo 9.7.2, tuvieron límites de fatiga de aproximadamente dos veces el nivel de servicio (deV Batchelor et al., 1978).

C 9.5.4. Estados límite de resistencia

Este Reglamento no permite la aplicación ilimitada de los métodos de análisis inelásticos, ya que las investigaciones sobre el tema aún no son suficientes. Sin embargo, existen análisis inelásticos para placas bien establecidos cuyo uso está permitido.

C 9.5.5. Estados límite correspondiente a eventos extremos (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.6. ANÁLISIS

C 9.6.1. Métodos de análisis

No se debe interpretar que los métodos analíticos aquí presentados excluyen otros enfoques analíticos, siempre y cuando éstos hayan sido aprobados por el Propietario.

C 9.6.2. Cargas (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.7. LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN

C 9.7.1. Requisitos generales

C 9.7.1.1. Altura y recubrimiento mínimos

En el caso de losas cuya altura es menor que **1/20** de la longitud del tramo de diseño, se debe considerar aplicar pretensado en la dirección principal a fin de controlar la fisuración.

Las tolerancias constructivas se deben considerar cuidadosamente en el caso de los tableros de poca altura.

Los requisitos de recubrimiento mínimo se basan en mezclas de hormigón tradicionales y en la ausencia de recubrimientos protectores tanto sobre el hormigón como sobre el acero en su interior. Una combinación de mezclas especiales, recubrimientos protectores, clima seco o moderado, y la ausencia de productos químicos corrosivos puede justificar una reducción de estos requisitos, siempre que el Propietario así lo apruebe.

C 9.7.1.2. Acción compuesta (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.7.1.3. Tableros oblicuos

La intención de este requisito es evitar que el tablero se fisure excesivamente, lo cual puede ocurrir como resultado de la ausencia de armadura suficiente actuando en la dirección de las tensiones principales de flexión si la armadura tiene un fuerte ángulo de oblicuidad, tal como se ilustra en la figura C 9.7.1.3-1. El límite algo arbitrario de **25°** podría afectar el área de acero como máximo un **10 por ciento**. Esto no se tomó en cuenta ya que no se consideró que el procedimiento de análisis y el uso del momento flexor como base para el diseño fueran lo suficientemente precisos como para justificar tal ajuste. Los Propietarios interesados en refinar el diseño de esta manera también deben considerar

uno de los métodos de análisis refinados identificados en el artículo 4.6.3.2 del Reglamento CIRSOC 801.

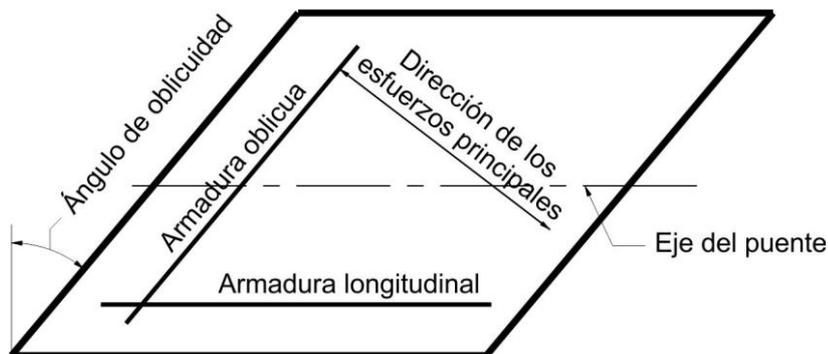


Figura C 9.7.1.3-1. Disposición de la armadura

C 9.7.1.4. Apoyo de los bordes (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.7.1.5. Diseño de las losas en voladizo

En el Apéndice del Capítulo 13 se presenta un método aceptable para analizar los voladizos de los tableros para las cargas de impacto sobre las defensas.

Para evitar las fallas debidas al corte por punzonamiento se puede utilizar cualquier combinación para aumentar la altura de la losa, utilizar armadura especial que se extienda en un ancho de losa más allá de la defensa, y utilizar placas base de mayor tamaño debajo de los postes de las defensas.

C 9.7.2. Diseño empírico

C 9.7.2.1. Requisitos generales

Se han realizado numerosas investigaciones sobre el comportamiento de las losas de tablero de hormigón y se ha descubierto que la acción estructural primaria mediante la cual estas losas resisten las cargas de rueda concentradas no es la flexión, como se creía tradicionalmente, sino un complejo estado membranal de tensiones internas denominado acción de arco interno. Esta acción es posible gracias a la fisuración del hormigón en la región del momento positivo de la losa de diseño y el desplazamiento hacia arriba resultante del eje neutro en dicha parte de la losa. La acción es sostenida por fuerzas membranales en el plano que se desarrollan como resultado del confinamiento lateral provisto por la losa de hormigón circundante, los accesorios rígidos, y los elementos de apoyo que actúan de forma compuesta con la losa.

La acción de arco crea lo que se podría describir como un domo de compresión interno, cuya falla en general ocurre como resultado de deformaciones excesivas alrededor del perímetro de la huella de rueda. El modo de falla resultante es de corte por punzonamiento, aunque la inclinación de la superficie de fractura es mucho menor a 45° debido a la presencia de los grandes esfuerzos de compresión en el plano asociados con la acción de arco. Sin embargo, la acción de arco no puede resistir la totalidad de la carga de rueda. Resta una pequeña componente de flexión para la cual la mínima cantidad de armadura isótropa especificada es más que adecuada. El acero cumple una doble función:

proporciona tanto, resistencia local a la flexión como el confinamiento global necesario para desarrollar la acción de arco (Fang, 1985; Holowka et al., 1980).

Todos los datos de ensayo disponibles indican que el factor de seguridad de un tablero diseñado mediante el método flexional especificado en la Edición No. 16 de las Especificaciones Estándares de AASHTO, diseño por tensiones de trabajo, es de al menos **10,0**. Ensayos realizados indican un factor de seguridad comparable de aproximadamente **8,0** en el caso de diseño empírico. Por lo tanto, aún los diseños empíricos proveen una extraordinaria reserva de resistencia.

El diseño de tableros de hormigón armado utilizando el concepto de acción de arco interno dentro de los límites aquí especificados ha sido verificado exhaustivamente mediante análisis no lineales por elementos finitos (Hewitt and deV Batchelor, 1975; Fang et al., 1990). Es aceptable utilizar estos análisis en lugar de realizar un cálculo de diseño más específico del proyecto como una base de diseño previamente aprobada.

Las losas que contienen la mínima armadura especificada, han demostrado una insensibilidad prácticamente total frente a los desplazamientos diferenciales entre sus apoyos.

No es necesario repetir en la dirección perpendicular la armadura longitudinal adicional que se dispone, para la losa en las regiones de momento negativo de las vigas continuas y los puentes tipo viga, en exceso a la requerida como armadura isótropa de acuerdo con los requisitos del artículo 9.7.2.5. Teóricamente, esta parte del tablero estará armado de forma ortótropa, pero esto no debilitará el tablero.

C 9.7.2.2. Aplicación

Aunque ensayos recientes indican que es posible que exista acción de arco en la parte de la losa de tablero en voladizo, la evidencia disponible es insuficiente para formular requisitos reglamentarios para la misma (Hays et al., 1989).

Como se indica en el artículo 9.5.5, para satisfacer los requisitos de diseño para los voladizos del tablero se pueden utilizar ensayos aceptables realizados de acuerdo con el Capítulo 13.

C 9.7.2.3. Longitud efectiva

Ensayos físicos e investigaciones analíticas realizadas indican que el parámetro más importante relacionado con la resistencia de las losas de hormigón frente a las cargas de rueda es la relación entre la longitud efectiva de la losa y su altura.

C 9.7.2.4. Condiciones de diseño

En el caso de las secciones transversales que no son rígidas a la torsión, como por ejemplo las vigas en forma de **T** o **I**, no es necesario que haya pórticos transversales intermedios para poder utilizar el método de diseño empírico para tableros.

El uso de vigas rígidas a la torsión, separadas, sin diafragmas intermedios puede dar lugar a la situación ilustrada en la Figura C 9.7.2.4-1, donde hay desplazamiento relativo entre las vigas y donde la rotación de las vigas no es suficiente para aliviar el momento sobre las almas. Este momento puede o no requerir más armadura que la calculada de acuerdo con el método de diseño empírico para tableros.

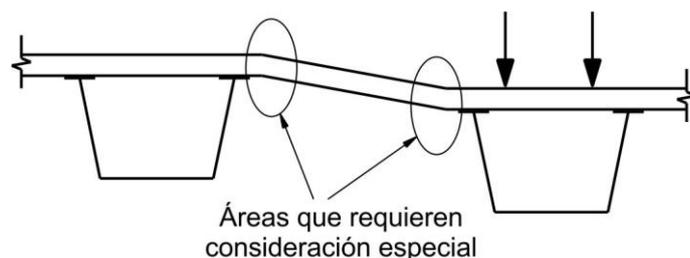


Figura C 9.7.2.4-1. Representación esquemática del efecto de los desplazamientos relativos en una sección transversal rígida a la torsión

Todos los ensayos realizados hasta el momento se han limitado a losas de altura uniforme.

No existe ninguna experiencia con longitudes efectivas mayores a **4,10 m**. La altura de **0,18 m** se considera un mínimo absoluto, considerando **50 mm** de recubrimiento en la parte superior y **30 mm** de recubrimiento en la parte inferior, con lo cual se obtiene un núcleo armado de **0,10 m** de altura como se ilustra en la Figura C.9.7.2.4-2.

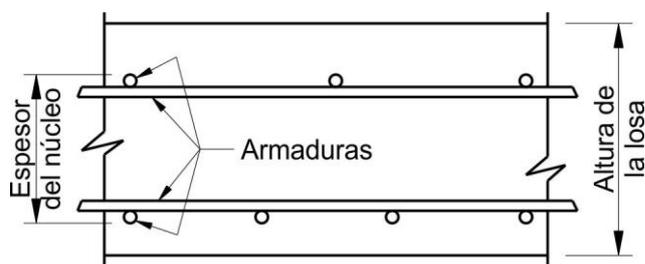


Figura C 9.7.2.4-2. Núcleo de una losa de hormigón

Los requisitos del Ontario Highway Bridge Desing Code (1991), los cuales se basan en resultados de ensayos realizados sobre modelos, no permiten relaciones longitud-altura mayores a **15,0**. El mayor valor de **18,0** se basa en experimentos más recientes (Hays et al., 1989).

La intención del requisito que se exige al voladizo es asegurar que la losa esté confinada entre la primera y la segunda viga.

El límite de **30 MPa** se basa en el hecho de que ninguno de los ensayos se realizó con hormigones de menos de **30 MPa** a los **28 días**. En algunos casos se especifican hormigones mayores a **30 MPa** para asegurar una permeabilidad reducida del tablero. Por otra parte, ensayos realizados indican que la resistencia no es sensible a la resistencia a la compresión, y por lo tanto se pueden aceptar hormigones de **25 MPa** siempre que el Propietario así lo autorice.

C 9.7.2.5. Requisitos de armadura

Ensayos realizados sobre prototipos indican que los requisitos de resistencia se satisfacen con el **0,2 por ciento** de armadura en cada una de las cuatro capas con base en la altura efectiva d . Sin embargo, se especifica el valor conservador de **0,3 por ciento** del área bruta (que corresponde a aproximadamente $5,7 \cdot 10^4 \text{ m}^2/\text{m}$ ($5,7 \text{ cm}^2/\text{m}$) en una losa de **0,19 m**) para mejorar el control de fisuración en la región de momento positivo. Mediciones in situ indican tensiones muy bajas en el acero de momento negativo; esto se refleja mediante el requisito de $3,8 \cdot 10^4 \text{ m}^2/\text{m}$ ($3,8 \text{ cm}^2/\text{m}$), que corresponde a aproximadamente **0,2 por ciento** de armadura. Otra intención de esta baja cuantía de armadura es evitar el descantillado del tablero debido a la corrosión de las barras o alambres.

No se permite utilizar empalmes soldados por consideraciones de fatiga. Se pueden permitir empalmes mecánicos ensayados y pre-aprobados cuando no sea posible o deseable yuxtaponer la armadura, como ocurre frecuentemente en el caso de construcciones por etapas y ampliaciones. No se permitirán utilizar acoples tipo cuña con camisa en las armaduras revestidas debido a la posibilidad de que estos acoples dañen el revestimiento.

La intención de este requisito es controlar la fisuración. Los puentes de viga-losa con una oblicuidad mayor a 25° han evidenciado una tendencia a desarrollar fisuras por torsión debido a las deformaciones diferenciales en la zona de los extremos (OHBDC, 1991). El alcance de fisuración generalmente se limita a un ancho que se aproxima a la longitud efectiva.

C 9.7.2.6. Tableros con encofrados perdidos

Se ignora el hormigón en las canaletas del tablero metálico corrugado porque no hay evidencia que indique que éste contribuye de manera consistente a la resistencia del tablero. Las armaduras no se deben apoyar directamente sobre un encofrado de metal corrugado.

El diseño empírico se basa en un confinamiento radial alrededor de la carga de rueda, el cual puede ser debilitado por la discontinuidad inherente de la armadura inferior en los bordes entre los paneles de encofrado. Algunos ensayos realizados en losas diseñadas a flexión con encofrados perdidos de hormigón indican un modo de falla por corte por punzonamiento, pero una resistencia algo menor que la proporcionada por las losas totalmente hormigonadas in situ. La causa de esta reducción es que la discontinuidad entre los paneles intercepta, y por lo tanto impide, la formación no perturbada del tronco de cono donde ocurre el corte por punzonamiento (Buth et al., 1992).

C 9.7.3. Diseño tradicional

C 9.7.3.1. Requisitos generales

El diseño tradicional se basa en la flexión. Las solicitaciones en la losa debidas a la sobrecarga se pueden determinar utilizando los métodos aproximados del artículo 4.6.2.1 o los métodos refinados del artículo 4.6.3.2, ambos del Reglamento CIRSOC 801.

C 9.7.3.2. Armadura de distribución (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.7.4. Encofrados perdidos

C 9.7.4.1. Requisitos generales

La intención de este Artículo es evitar que durante la construcción los encofrados sufran flechas excesivas, lo cual provocaría un aumento no anticipado del peso de la losa de hormigón.

Se especifican límites para las flechas con el fin de asegurar que el recubrimiento sobre el acero de las armaduras sea adecuado y para tomar en cuenta la totalidad de la carga permanente en el diseño.

C 9.7.4.2. Encofrados de acero

En el caso de los encofrados metálicos perdidos, una práctica habitual común consiste en considerar una tolerancia para el peso del encofrado y el hormigón adicional, agregando a la documentación técnica un requisito que establece que si el Contratista decide superar esta tolerancia, el propio Contratista será responsable por demostrar que los efectos sobre el resto del puente son aceptables o por proveer resistencia adicional si fuera necesario, sin costo para el Propietario. La tolerancia que se ha utilizado tradicionalmente es de **0,72 kN/m²**, pero este valor se debe revisar si la longitud de tramo de los encofrados es mayor que aproximadamente **3,00 m**.

C 9.7.4.3. Encofrados de hormigón

C 9.7.4.3.1. Altura

Se han construido exitosamente miles de puentes con relaciones de altura mayores o iguales que **43 por ciento**; se cree que **55 por ciento** es un límite práctico, más allá del cual se puede esperar la fisuración del hormigón colocado in situ en la interfaz del panel.

C 9.7.4.3.2. Armadura

Las longitudes de transferencia y anclaje de los cordones recubiertos con compuesto epoxi, que contienen partículas duras resistentes a los álcalis, pueden ser menores que las correspondientes a los cordones sin recubrimiento epoxi. Si se utilizan cordones recubiertos con compuestos epoxi, este valor se debe determinar mediante ensayos.

Ensayos realizados indican que no hay diferencia entre las construcciones en las cuales la armadura se extiende hacia el hormigón colocado in situ sobre las vigas y aquellas en las cuales no lo hace (Bieschke and Klingner, 1982). Sin embargo, la falta de extensión de la armadura puede afectar la distribución de las cargas transversales debido a una falta de continuidad al momento positivo sobre las vigas o puede provocar la fisuración refleja en los extremos del panel. Además de la fisuración transversal, que generalmente se produce en las juntas entre paneles como resultado de la fluencia lenta y la contracción, es posible que la fisuración refleja no sea aceptable desde el punto de vista estético y/o que haga que este tipo de tablero sea cuestionable donde se utilizan sales anticongelantes.

C 9.7.4.3.3. Control de fluencia lenta y contracción

El objetivo de este Artículo es minimizar las tensiones de corte en la interfase entre el panel prefabricado y el hormigón colocado in situ, además de proveer una buena adherencia. Normalmente, para lograr la acción compuesta no es necesario utilizar compuestos adhesivos ni conectores mecánicos.

C 9.7.4.3.4. Material de apoyo para los paneles

Como soportes temporales se pueden utilizar tornillos de fijación, placas de fibras bituminosas, collarines de neopreno, etc. En ciertos casos, en el pasado, se han tenido malas experiencias en donde los paneles de hormigón pretensado eran soportados exclusivamente por materiales flexibles. La fluencia lenta debida al pretensado, aparentemente, separó los extremos de los paneles del hormigón colocado in situ. La carga se transfirió a los apoyos flexibles, los cuales se comprimieron generando una fisuración refleja excesiva en el hormigón colocado in situ.

C 9.7.5. Losas de tablero prefabricadas sobre vigas

C 9.7.5.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.7.5.2. Tableros prefabricados unidos transversalmente

Las llaves de corte se tienden a fisurar debido a las cargas de rueda, alabeo y efectos ambientales, con lo cual hay pérdidas en las llaves y disminución de la transferencia de corte. Si se utiliza una sobrecapa, el movimiento relativo entre paneles adyacentes tiende a fisurarla. Por lo tanto, este tipo de construcción no es recomendable en zonas en las cuales el tablero pueda estar expuesto a la acción de sales.

C 9.7.5.3. Tableros prefabricados postensados longitudinalmente

Los tableros a los cuales se les imprime continuidad flexional mediante postensado longitudinal son la solución preferida, ya que estos tableros se comportan de forma monolítica y se anticipa que requerirán menos mantenimiento a largo plazo.

Las vainas de postensado se deben ubicar en el centro de la sección transversal de la losa. Se deben crear volúmenes vacíos en las juntas para permitir el empalme de las vainas de postensado.

Los paneles se deben colocar sobre las vigas sin utilizar mortero ni adhesivos a fin de permitir su movimiento relativo respecto de las vigas durante el pretensado. Los paneles se pueden colocar directamente sobre las vigas o bien se los puede ubicar con ayuda de calces de material inorgánico u otros dispositivos de nivelación. Si los paneles no se disponen directamente sobre las vigas, el espacio que queda se debe llenar con mortero en el mismo momento que se llenan los vacíos creados para los conectores de corte.

En el pasado se ha utilizado una gran variedad de tipos de llaves de corte. Ensayos recientes realizados sobre prototipos indican que las juntas en forma de "V" pueden ser las más fáciles de encofrar y llenar.

C 9.7.6. Losas de tablero en construcciones por dovelas

C 9.7.6.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.7.6.2. Juntas en el tablero

Se ha observado que las juntas secas utilizadas en tableros, con o sin selladores no estructurales, permiten la percolación de agua debido a la contracción, así como la fluencia lenta y el alabeo térmico de las dovelas. Tanto las uniones conjugadas con resina epoxi como las uniones de hormigón colocado in situ permitidas por el presente Artículo deben producir uniones herméticas al agua. Se cree que las juntas de cierre hormigonadas

in situ de **0,30 m** de ancho proveen un perfil de mejor transitabilidad cuando no se utilizan sobrecapas sobre el tablero.

Se deben evitar las uniones combinadas en las cuales sólo se utiliza resina epoxi en la parte de las uniones conjugadas correspondiente al tablero.

C 9.8. TABLEROS METÁLICOS

C 9.8.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.2. Tableros de emparrillado metálico

C 9.8.2.1. Requisitos generales

Investigaciones realizadas indican que las soldaduras entre los elementos de los tableros con vanos parcialmente llenos “pueden ser muy importantes para la supervivencia de la barra transversal” (Gangarao et al., 1992).

Ensayos realizados en laboratorio indican que las propiedades de la sección de los emparrillados con vanos llenos y parcialmente llenos, calculadas mediante el método de las áreas transformadas, son conservadores (Gangarao et al., 1992). Los ensayos también han demostrado que una sobrecapa de hormigón colocado en forma monolítica se puede considerar totalmente efectiva al determinar las propiedades de la sección.

Los tableros de emparrillado con vanos llenos y parcialmente llenos y los tableros de emparrillado con vanos no llenos, compuestos con losas de hormigón armado, tienen mayor potencial de acción compuesta con los componentes de apoyo debido a su considerable rigidez en el plano.

Al calcular las propiedades de una sección, omitir cualquier efecto del hormigón en tracción (es decir, debajo del eje neutro en flexión positiva, y encima del eje neutro en flexión negativa).

Se pueden aplicar relaciones de módulos a la acción compuesta entre el relleno de hormigón y el tablero de emparrillado en flexión y a la acción compuesta entre el tablero y sus vigas de apoyo.

Ensayos realizados in situ sobre sistemas consistentes en tableros de emparrillado con vanos no llenos compuestos con losas de hormigón armado y vigas de tablero, indican niveles significativos de acción compuesta, siendo el ancho efectivo como mínimo **12,0 veces** el espesor total del tablero, incluyendo la parte de emparrillado y la losa estructural de hormigón armado.

C 9.8.2.2. Pisos de emparrillado abierto

La experiencia a largo plazo indica que, incluso cuando la acción compuesta entre el tablero y sus componentes de apoyo es aparentemente insignificante, es posible que se desarrollen tensiones elevadas en su interfase, provocando fallas locales y separación del tablero. Por lo tanto, el requisito que establece que se debe realizar una conexión en cada intersección de una barra principal, tal como se indica, se aplica aún en el caso de pisos de emparrillado abierto.

C 9.8.2.3. Tableros de emparrillado con vanos llenos y parcialmente llenos

C 9.8.2.3.1. Requisitos generales

Ensayos realizados a escala real en sistemas, consistentes de tableros de emparrillado con vanos parcialmente llenos y vigas longitudinales, mostraron niveles significativos de acción compuesta, siendo el ancho efectivo como mínimo **12,0 veces** el espesor del tablero. Bajo carga, las deformaciones del tablero medidas a lo largo del ancho del tablero eran prácticamente uniformes, registrándose un deslizamiento extremadamente pequeño en la interfase tablero-viga longitudinal.

A fin de activar el tablero en acción compuesta, es necesario resistir grandes esfuerzos de corte en la interfase. Un método preferido de transferencia de corte es mediante conectores soldados encerrados en un acartelamiento de hormigón, similar a lo ilustrado en la Figura C 9.8.2.3.1-1.

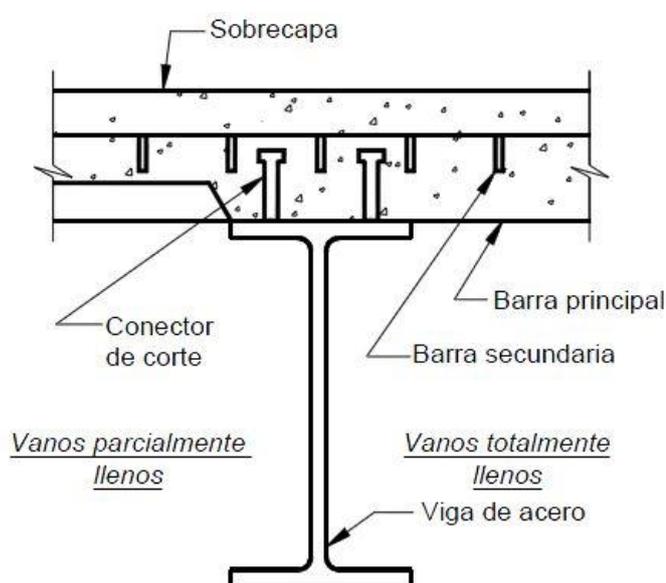


Figura C 9.8.2.3.1-1. Conexión de corte aceptable entre un tablero de emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos y las vigas.

C 9.8.2.3.2. Requisitos de diseño

La presencia de una sobrecoapa estructural que trabaja de forma compuesta mejora tanto el comportamiento estructural como la transitabilidad del tablero.

C 9.8.2.3.3. Estado límite de fatiga y fractura

Los tableros de emparrillados metálicos con vanos total o parcialmente llenos, se deberán verificar para fatiga únicamente en la zona del momento positivo (mitad de la luz del tablero). Sin embargo, el momento por fatiga del tablero se debe calcular para un tramo simple ($C = 1,0$) independientemente de la configuración real de tramos.

La categoría de fatiga a ser utilizada para el análisis se debe determinar por ensayos de laboratorio apropiados para flexión positiva y negativa. La categoría de fatiga para las

soldaduras y troqueles no se deberá considerar mejor que la Categoría **C**, ya que ensayos realizados demuestran que esta categoría es adecuada para la mayoría de los detalles de los tableros de emparrillados construidos con hormigón.

Las pequeñas soldaduras de filete que se utilizan para fabricar los tableros de emparrillado generalmente tienen menos de **38 mm** de longitud, pero no se consideran “puntos de soldadura”. En los tableros de emparrillado, los términos “puntos de soldadura” o “soldadura de puntos” se refieren sólo a las pequeñas soldaduras utilizadas para fijar láminas metálicas que se utilizan exclusivamente como encofrados para el hormigón que se vierte en o sobre el emparrillado.

Siempre que sea posible, los encofrados se deben unir utilizando medios que no sean puntos de soldadura.

C 9.8.2.4. Tableros de emparrillado con vanos no llenos compuestos con losas de hormigón armado

C 9.8.2.4.1. Requisitos generales

Este tipo de tablero de puente combina los atributos de los tableros de hormigón y de los tableros de emparrillado metálico.

En la figura C 9.8.2.4.1-1 se ilustra una manera aceptable de lograr acción compuesta entre el tablero y los elementos de apoyo.

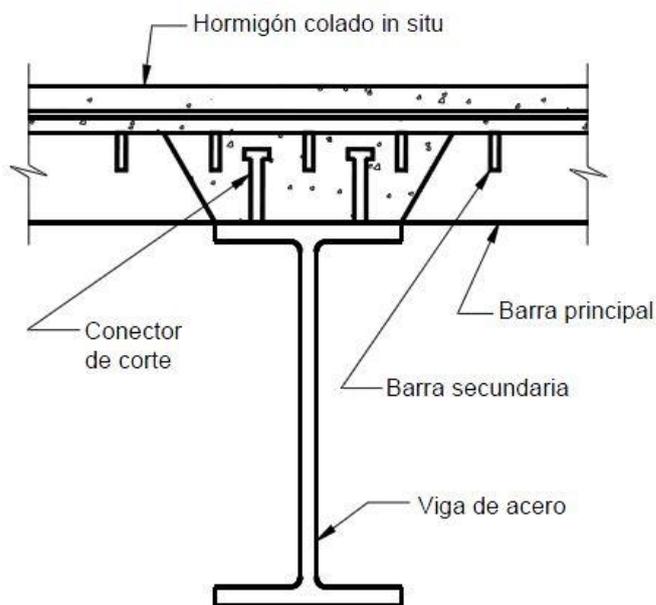


Figura C 9.8.2.4.1-1. Conexión de corte aceptable entre un tablero de emparrillado con vanos no llenos actuando de forma compuesta con losas de hormigón armado y las vigas

C 9.8.2.4.2. Diseño

A los fines del diseño, el tablero se puede subdividir en conjuntos de vigas compuestas de hormigón/acero que se intersecan.

C 9.8.2.4.3. Estado límite de fatiga

La categoría de fatiga a utilizar para analizar la fatiga se debe determinar mediante ensayos en laboratorio en flexión positiva y negativa. La categoría de fatiga para las soldaduras y troqueles no se deberá considerar mejor que la Categoría **C**, ya que ensayos realizados demuestran que esta categoría es adecuada para la mayoría de los detalles de los tableros de emparrillado construidos con hormigón.

Las pequeñas soldaduras de filete que se utilizan para fabricar los tableros de emparrillado generalmente tienen menos de **38 mm** de longitud, pero no se consideran “puntos de soldadura”. En los tableros de emparrillado, los términos “puntos de soldadura” o “soldadura de puntos” se refieren sólo a las pequeñas soldaduras utilizadas para fijar láminas metálicas que se utilizan exclusivamente como encofrados para el hormigón que se vierte en o sobre el emparrillado.

Siempre que sea posible, los encofrados se deben unir utilizando medios que no sean puntos de soldadura.

C 9.8.3. Tableros ortótropos de acero

C 9.8.3.1. Requisitos generales

La intención de este Artículo es asegurar la integridad estructural del tablero y su participación estructural junto con las vigas transversales y los elementos longitudinales principales, según corresponda. Se debe evitar cualquier configuración estructural en la cual se obligue al tablero ortótropo a actuar independientemente de los componentes principales.

C 9.8.3.2. Distribución de las cargas de rueda

La distribución a **45°** constituye la hipótesis tradicional, además de conservadora.

C 9.8.3.3. Superficie de rodamiento

Las superficies de rodamiento que actúan de forma compuesta con la placa de tablero pueden reducir las deformaciones y tensiones en los tableros ortótropos.

El efecto rigidizador de la superficie de rodamiento depende de su espesor, del módulo de elasticidad (el cual depende de la temperatura y de la forma de aplicación de las cargas (estática o dinámica)), y de las características de adherencia.

Se ha observado que la combinación de solicitaciones debidas a los cambios de temperatura y a la sobrecarga han provocado desprendimiento en algunas superficies de rodamiento, y esto debe ser considerado como una falla de la superficie de rodamiento. Al seleccionar la superficie de rodamiento y determinar su contribución al sistema estructural a largo plazo el Proyectista debe considerar las experiencias pasadas.

La fisuración de la superficie de rodamiento ocurre cuando hay tensiones que superan la resistencia a la tracción del material utilizado. Se pueden reducir los esfuerzos flexionales en el material limitando la flexibilidad local del tablero, tal como se indica en el artículo 2.5.2.6.2 del Reglamento CIRSOC 801. La mejor forma de protección contra la fisuración superficial consiste en utilizar para la superficie de rodamiento materiales con propiedades

semiplásticas o con módulos de elasticidad bajos y no demasiado susceptibles a las variaciones de temperatura.

La superficie de rodamiento tiene un papel muy importante en cuanto a lograr una superficie antideslizante, distribuir las cargas de ruedas, y proteger al tablero contra la corrosión y el abuso.

La elección o el diseño de una capa de rodamiento debe incluir una evaluación de los siguientes requisitos funcionales:

- Ductilidad y resistencia suficientes para acomodar la expansión, contracción y deformaciones impuestas sin sufrir fisuración ni desprendimiento;
- Resistencia suficiente a la fatiga para soportar los esfuerzos flexionales, resultantes de la flexión local, debidos a la acción compuesta entre la superficie de rodamiento y la placa de tablero;
- Durabilidad suficiente para resistir la formación de baches, desplazamientos y desgaste;
- Impermeabilidad al agua y a los combustibles y fluidos que utilizan los motores de los vehículos;
- Resistencia al deterioro provocado por las sales anticongelantes; y
- Resistencia al envejecimiento y al deterioro provocado por la radiación solar.

C 9.8.3.4. Análisis de tableros ortótropos

C 9.8.3.4.1. Requisitos generales

El enfoque de diseño actualizado para tableros ortótropos de puentes se basa en las siguientes consideraciones:

- Actualmente no existen métodos simplificados que puedan evaluar el estado límite de fatiga en todos los detalles sensibles a la fatiga,
- El diseño no se puede lograr solamente por los requisitos de detalles debido a la falta de prueba y establecimiento de estándares para los detalles del panel del tablero,
- El análisis refinado para nuevos diseños agregará costos de ingeniería y potencialmente limitará el uso de arreglos típicos de tramos, y
- Los ensayos de verificación de cada diseño añaden costos innecesarios y tienen el potencial de retrasar la construcción.

Por lo tanto, la verificación del diseño de tableros ortótropos de puentes de acero requiere un nuevo enfoque. Dado que muchos de los aspectos controladores del diseño de paneles de tableros ortótropos son locales en vez de responder a demandas globales, un panel bien diseñado y detallado tiene el potencial de ser reutilizado en futuras aplicaciones y

convertirse en un componente modular estandarizado. Por lo tanto, el esfuerzo requerido para el diseño puede variar dependiendo de la aplicación y de los datos de ensayos disponibles. Estos diferentes niveles de esfuerzo requeridos para diseño o niveles de diseño se resumen como sigue:

- El **Nivel 1** de diseño se basa en poco o nada de análisis estructural, pero se realiza mediante la selección de detalles que se han verificado para tener una resistencia adecuada mediante ensayos experimentales (nuevos o anteriores). Cuando las pruebas adecuadas de laboratorio se han realizado para proyectos anteriores o en muestras similares en diseño y detalles a los propuestos para un nuevo proyecto, las pruebas anteriores se pueden utilizar como base para el diseño en el nuevo proyecto. Todos los detalles deben proporcionar un nivel de seguridad de acuerdo con este Reglamento.
- El **Nivel 2** de diseño se basa en un análisis simplificado unidimensional o bidimensional de ciertos detalles del panel, donde dicho análisis es suficientemente preciso o para ciertos detalles que son similares a anteriores detalles ensayados como se describe en el Nivel 1. Los cálculos consideran sólo esfuerzos nominales y no las concentraciones de esfuerzos locales. Esto está pensado principalmente para permitir la mejora incremental de los detalles previamente probados que se han verificado por el Nivel 1. Un análisis aproximado tanto para tableros con nervios abiertos como con nervios cerrados puede estar basado en el método Pelikan-Esslinger presentado por Wolchuck (1963) y Troitsky (1987). Este método da valores conservativos de las sollicitaciones globales en el tablero ortótropo apoyado sobre vigas de borde longitudinales. La distribución de las cargas de rueda transversalmente adyacentes, situadas en los tableros con nervios cerrados, se analizan en Wolchuck (1963).
- El **Nivel 3** de diseño se basa en un refinado análisis tridimensional del panel, para cuantificar los esfuerzos locales en la medida más exacta razonablemente esperada por ingenieros de diseño con experiencia en análisis refinados. Los diseños del Nivel 3 serán dictados por los requisitos para proporcionar seguridad contra falla por fatiga. Si no hay datos de prueba disponibles para un panel, el diseño de Nivel 3 es requerido a menos que se pueda demostrar que los mecanismos locales de distorsión (distorsión de vigas de tablero y distorsión de nervios) no dará lugar a la fisuración por fatiga. Para el diseño de paneles para aplicaciones de restauración de tableros del puente, el diseño de Nivel 3 se debe utilizar siempre a menos que sea aprobada una excepción por el Propietario.
El Nivel 3 de diseño es una extensión de la actual metodología AASHTO para evaluación de la fatiga por esfuerzos nominales. El método de diseño propuesto del Nivel 3 es también una metodología similar aplicada por el Instituto Americano del Petróleo (**API** – American Petroleum Institute) y la Sociedad Americana de Soldadura (**AWS** – American Welding Society, 2004) y está bien documentado por el Instituto Internacional de la Soldadura (**IIW** – International Institute of Welding, 2007). Se utiliza ampliamente por diferentes industrias para la evaluación de la fatiga de las estructuras tubulares y estructuras de tipo placa con geometrías complejas, donde no hay esfuerzos nominales claramente definidos debido a los complicados efectos geométricos, condiciones muy similares a los detalles del tablero ortótropo. Este enfoque reconoce que el daño por fatiga es causado por las elevadas tensiones que existen en los detalles y en los intentos por cuantificarlas mediante el análisis refinado en lugar de contabilizar las elevadas tensiones utilizando la clasificación en las categorías generales.

Las investigaciones han demostrado que la evaluación de los esfuerzos estructurales locales y la evaluación del rango de tensiones con la curva de la Categoría **C** de la norma AASHTO proporcionan una evaluación conservativa fiable de las fisuras en el pie de la soldadura en las uniones soldadas de los paneles de tableros ortótropos sometidos a esfuerzos de distorsión. La curva de la Categoría **C** de la norma AASHTO es similar a las curvas proporcionadas en el Eurocódigo (ECS, 1992) y IIW (2007) para la evaluación de detalles soldados. Además, la investigación de Dexter et al. (1994) determinó que la curva de la Categoría **C** de la norma AASHTO proporciona el **97,5 por ciento** del límite inferior de supervivencia para los detalles de soldadura en las placas flexibles sujetas a esfuerzos combinados en y fuera del plano en todos los casos en los que la tensión local, medida a **5 mm** del pie de la soldadura, se utilizó para el rango de tensión de la vida de fatiga. El trabajo de Connor and Fisher (2006) también encontró resultados similares. Este enfoque se basa en el modelado y análisis de tensiones llevado a cabo por el método prescrito por el Nivel **3** de diseño.

Los procedimientos para el cálculo de la tensión estructural local para conexiones soldadas son representativos de un tamaño de malla donde la longitud y el ancho de cada elemento individual o elemento sólido es equivalente al espesor (t) del componente conectado. Para el modelado con un espaciado de malla diferente, se requieren diferentes procedimientos para la extrapolación de las tensiones estructurales locales y son presentados con más detalle en “Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components” (IIW, 2007) y “Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Bridges” (en desarrollo).

C 9.8.3.4.2. Nivel 1 de diseño (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.3.4.3. Nivel 2 de diseño

C 9.8.3.4.3a. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.3.4.3b. Tableros con nervios abiertos (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.3.4.3c. Tableros con nervios cerrados (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.3.4.4. Nivel 3 de diseño (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.3.5. Diseño

C 9.8.3.5.1. Superposición de efectos locales y globales

El tablero ortótropo es parte del sistema estructural global, y, por lo tanto, participa en la distribución de esfuerzos globales. Estos esfuerzos pueden sumarse a los generados localmente en el tablero. Los ejes del camión de diseño o tándem de diseño se utilizan para el diseño de tableros, mientras que el resto del puente es dimensionado para las combinaciones del camión de diseño, del tándem de diseño, y de la carga de carril de diseño. Las posiciones más desfavorables de una misma carga para efectos locales y globales pueden ser muy diferentes. Por lo tanto, el Proyectista debe analizar el puente para los dos regímenes de carga en forma independiente, aplicar el apropiado factor de incremento por carga dinámica, y utilizar la carga que controla.

C 9.8.3.5.2. Estados límite

C 9.8.3.5.2a. Requisitos generales

Las pruebas indican un alto grado de redundancia y de redistribución de carga entre la primera fluencia y la falla del tablero. La gran reducción en las solicitaciones combinadas es un reflejo de este comportamiento.

C 9.8.3.5.2b. Estado límite de servicio

En el Estado Límite de Servicio **I** se debe satisfacer los límites de flechas generales y de esta manera se evita el deterioro prematuro de la superficie de rodamiento.

El Estado Límite de Servicio **II** es para el diseño de las conexiones abulonadas contra el deslizamiento por sobrecarga y debe ser considerado para el diseño de empalmes de los nervios y vigas de tablero. Los estados límite restantes son para esfuerzos de tracción en las estructuras de hormigón y se pueden omitir.

C 9.8.3.5.2c. Estado límite de resistencia

Puesto que el tablero actúa como parte del sistema estructural global, se expone a la tracción o compresión axial en el plano. En consecuencia, se debe analizar el pandeo.

El diseño por resistencia debe tener en cuenta las siguientes demandas: flexión y corte del nervio, flexión y corte de vigas de tablero, y el pandeo del panel. El nervio, incluyendo la parte efectiva de la placa del tablero, debe ser evaluado en resistencia a la flexión y al corte en su tramo entre las vigas de tablero. Las vigas de tablero, incluida la parte efectiva de la placa del tablero, se deben evaluar en resistencia a la flexión y al corte en su tramo entre vigas o almas principales. Debe ser considerada la reducción en la sección transversal de vigas de tablero debido a cortes en los nervios. Cuando el panel es parte de un ala de viga principal, debe ser evaluado en resistencia axial sobre la base de las consideraciones de estabilidad.

La condición del Estado Límite de Resistencia **IV** sólo se espera que controle donde el tablero ortótropo es integral con una superestructura en un puente de luz larga.

C 9.8.3.5.2d. Estado límite de fatiga

La experiencia ha demostrado que los daños por fatiga en los tableros ortótropos se producen principalmente en los nervios bajo las ruedas de los camiones en los carriles exteriores.

Para el diseño del Nivel **1**, las cargas de prueba deben ser representativas de la fatiga generada por el camión mayorado para la combinación de carga de Fatiga **I** y los detalles críticos de los especímenes de prueba deben simular tanto las condiciones de servicio esperadas como las condiciones límite adecuadas; la verificación de estos detalles es suficiente en lugar de un detallado análisis refinado de fatiga.

C 9.8.3.6. Requisitos de detalle

C 9.8.3.6.1. Espesor mínimo de la placa (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.3.6.2. Nervios cerrados

Históricamente, la soldadura de placa tablero-nervio se ha especificado como una soldadura de penetración parcial unilateral con una penetración mínima del **80 por ciento**. El logro de un mínimo de **80 por ciento** de penetración sin soplado a través de esta es muy difícil y los fabricantes han fracasado a menudo en satisfacer consistentemente con

este requisito. Una revisión de la literatura sugiere que esta es la máxima penetración que se puede lograr sin que se produzca con regularidad el soplado a través de la soldadura. Se ha sugerido que la garganta de soldadura debe ser, como mínimo, del mismo tamaño que la pared del nervio y que la penetración sea entre **50 y 80 por ciento** (Kolstein, 2007). Sin embargo, un límite inferior de penetración de solamente **50 por ciento** resulta en una falta muy grande del plano de fusión e incrementa el riesgo de inicio de fisuras desde la raíz. Los niveles entre **75 y 95 por ciento**, con una meta de **80 por ciento**, son alcanzables y el límite inferior del **70 por ciento** es apoyado por la investigación (Xiao, 2008).

La abertura de raíz también es un parámetro que puede influir en el comportamiento. La investigación ha demostrado que la resistencia a la fatiga de la soldadura se mejora claramente cuando la abertura de raíz está cerrada en la condición final. Cuando hay contacto completo, parece que la raíz está protegida y se evita la fisuración. La experiencia en taller indica que el uso de un ajuste hermético antes de la soldadura también ayudará a prevenir el soplado a través de la soldadura. Kolstein (2007) sugiere el límite de **0,5 mm** y este es adoptado en este Reglamento.

Además, el fundido de un lado al otro de la soldadura es un problema de calidad que debe ser controlado. Las pruebas de fatiga en un número limitado de muestras (Sim and Uang, 2007) indican que el comportamiento de las ubicaciones del fundido de un lado al otro es mayor o igual al creado por la condición de entalla del **80 por ciento** de penetración. Sin embargo, preocupa que el exceso de fundido pueda proporcionar potenciales sitios de iniciación de fatiga y, en consecuencia, se debe evitar en lo posible. Como tal, el criterio de detalle propuesto es que el nervio al tablero sea unilateral con una penetración nominal del **80 por ciento**, con un mínimo de **70 por ciento** y sin soplado, y con un ajuste hermético inferior a **0,5 mm** antes de la soldadura. Detalles adicionales de la junta de soldadura se debe dejar a que el fabricante los desarrolle.

C 9.8.3.6.3. Soldadura de tableros ortótropos (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.3.6.4. Detalles de tableros y nervios

Los nervios cerrados pueden ser trapezoidales, en forma de **U**, o en forma de **V**; los dos últimos son más eficientes.

Los recortes en el alma de las vigas de tablero en las intersecciones con los nervios pueden o no, tener un recorte libre adicional en el fondo de los nervios. En general es preferible incluir este detalle, ya que minimiza la restricción del nervio contra la rotación en su plano y las tensiones asociadas en las soldaduras y en el alma de las vigas de tablero.

Si la profundidad del recorte inferior “**c**” es lo suficientemente pequeña, se restringe la rotación del nervio y se introducen considerables tensiones fuera del plano en el alma de la viga de tablero cuando dicha viga es de poca altura. Las tensiones secundarias locales también son introducidas en las paredes del nervio debido a las fuerzas de interacción entre las almas de las vigas de tablero y las paredes del nervio y por efectos secundarios debidos a la pequeña profundidad del recorte “**c**” (Wolchuk and Ostapenko, 1992).

Si el alma de la viga de tablero es profunda y flexible, o en aquellos casos en los cuales la profundidad adicional del recorte reduciría indebidamente la resistencia al corte de la viga de tablero, puede ser apropiada la soldadura alrededor de todo el perímetro del nervio (ECSC Report on Fatigue, 1995, Wolchuk, 1999).

Los ensayos de fatiga realizados sugieren que los recortes abiertos en las almas de las vigas de tablero, en las uniones de las paredes del nervio con la placa de tablero, pueden generar fisuración en las paredes del nervio. Por lo tanto, es preferible utilizar recortes de ajuste hermético y una soldadura continua entre el alma de la viga de tablero y el tablero y las placas de las paredes del nervio.

Los nervios abiertos pueden ser de barras planas, perfiles angulares, perfiles **T** o barras en forma de bulbo. Los tableros con nervios abiertos son menos eficientes y requieren más soldadura, pero generalmente son considerados menos riesgosos de fabricar.

C 9.8.4. Tableros ortótropos de aluminio (Este Artículo no tiene comentario)

C 9.8.5. Tableros de metal corrugado

C 9.8.5.1. Requisitos generales

La intención de sujetar las formas de metal corrugado a los elementos sobre los cuales se apoyan, es asegurar la estabilidad de ambos componentes bajo cargas temporales.

C 9.8.5.2. Distribución de las cargas de rueda

La distribución a **45°** es un enfoque tradicionalmente utilizado para la mayoría de los materiales estructurales no metálicos.

C 9.8.5.3. Acción compuesta

Debido a la sensibilidad de la placa frente a las variaciones térmicas, la corrosión y la inestabilidad estructural, sólo se debe utilizar la acción compuesta si existe evidencia física suficiente para demostrar que se podrá confiar en su funcionalidad durante toda la vida de diseño especificada.

C 9.9. TABLEROS DE MADERA (Este Artículo no tiene comentario)

BIBLIOGRAFÍA

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

BIBLIOGRAFÍA, CAPITULO 9

Ahlskog, J. 2000. "Vibration and Deflection Criteria for Lightweight Decks Designed Using the LRFD Code." Being submitted for publication.

AISC. 1963. Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Baker, T. H. 1991. Volume I, Plate Stiffness Constants for Concrete Filled Steel Grid Decks, Static and Fatigue Strength Determination of Design Properties for Grid Bridge Decks, Research Report ST-9, Department of Civil Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, PA.

Bieschke, L. A., and R. E. Klingner. 1982. The Effect of Transverse Strand Extensions on the Behavior of Precast Prestressed Panel Bridges, FHWA/TX-82/18-303-1F. Federal Highway Administration, Washington, DC, University of Texas, Austin, TX.

Buth, E., H. L. Furr, and H. L. Jones. 1992. Evaluation of a Prestressed Panel, Cast-in-Place Bridge, TTI-2-5-70-145-3. Texas Transportation Institute, College Station, TX.

Connor, R. J. 2002. "A Comparison of the In-service Response of an Orthotropic Steel Deck with Laboratory Studies and Design Assumptions." Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA, May 2002.

Connor, R. J. and J. W. Fisher. 2004. Results of Field Measurements Made on the Prototype Orthotropic Deck on the Bronx-Whitestone Bridge—Final Report, ATLSS Report No. 04-03. Center for Advanced Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, Bethlehem PA.

Connor, R. J., and J. W. Fisher. 2006. "Consistent Approach to Calculating Stresses for Fatigue Design of Welded Rib-to-Web Connections in Steel Orthotropic Bridge Decks," Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 11, No. 5, September/October 2006, pp. 517–525.

Csagoly, P. F. 1979. Design of Thin Concrete Deck Slabs by the Ontario Highway Bridge Design Code. Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, Ontario, Canada.

Csagoly, P. F., and J. M. Lybas. 1989. "Advanced Design Method for Concrete Bridge Deck Slabs," Concrete International. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 11, No. 5, May 1989, pp. 53–64.

Csagoly, P. F., and W. N. Nickas. 1987. "Florida Bulb-Tee and Double-Tee Beams," Concrete International. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 9, No. 11, November 1987, pp. 18–23.

Csagoly, P. F., and R. J. Taylor. 1979. A Development Program for Wood Highway Bridges. Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, Ontario, Canada.

CEN (European Committee for Standardization). 1992. Eurocode 3 Design of Steel Structures. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, Section 9, Fatigue.

Connor, R. J. and J. W. Fisher. 2004. Results of Field Measurements Made on the Prototype Orthotropic Deck on the Bronx-Whitestone Bridge—Final Report, ATLSS Report No. 04-03. Center for Advanced Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, Bethlehem PA.

Daniels, J., and R. Slutter. 1985. Behavior of Modular Unfilled Composite Steel Grid Bridge Deck Panels, Report No. 200.84.795.1, Lehigh University, Bethlehem, PA, January 1985.

Darlow, M., and N. Bettigole. 1989. "Instrumentation and Testing of Bridge Rehabilitated with Exodermic Deck," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 115, No. 10, October 1989, pp. 2461–2480.

deV Batchelor, B., K. V. Dalen, T. Morrison, and R. J. Taylor. 1981. Structural Characteristics of Red-Pine and Hem-Fir in Prestressed Laminated Wood Bridge Decks. Queens University, Ontario, Canada.

deV Batchelor, B., B. E. Hewitt, and P. F. Csagoly. 1978. "Investigation of the Fatigue Strength of Deck Slabs of Composite Steel/Concrete Bridges." In *Transportation Research Record 664*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Dexter, R. T., J. E. Tarquinio, and J. W. Fisher. 1994. Application of Hot Spot Stress Fatigue Analysis to Attachments on Flexible Plate. In *Proc., 13th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, ASME, Vol. III, Material Engineering, pp. 85–92.

DiCesare, A., and J. Pensiero. 1992. Bridge Analysis Report: High Street Bridge over Metro-North Railroad, Dobbs Ferry. BIN 2265160, M.G. McLaren, P.C., West Nyack, NY, July 1992.

ECSC. 1995. "Measurements and Interpretations of Dynamic Loads and Bridges." In *Phase 4: Fatigue Strength of Steel Bridges*. Common Synthesis Report, edited by A. Bruls. Brussels, Belgium, September 1995, Annex F.

Fang, K. I. 1985. "Behavior of Ontario-Type Bridge Deck on Steel Girders." Ph.D. diss. University of Texas, Austin, TX, December 1985.

Fang, K. I., J. Worley, N. H. Burns, and R. E. Klingner. 1990. "Behavior of Isotropic Reinforced Concrete Bridge Decks on Steel Girders," *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 116, No. 3, March 1990, pp. 659–678.

FHWA. 2012. Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Gangarao, H. V. S., P. R. Raju, and R. Kannekanti. 1993. Final Report: Static and Fatigue Behavior of Filled and Unfilled Composite Steel Grid Bridge Decks, Report CFC92-150.

West Virginia University, Constructed Facilities Center, Morgantown, WV, December 1993, Volume III.

Gangarao, H. V. S., P. R. Raju, and N. R. Koppula. 1992. "Behavior of Concrete-Filled Steel Grid Decks." In Transportation Research Record 1371. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Hays, C. O., J. M. Lybas, and J. O. Guevara. 1989. Test of Punching Shear Strength of Lightly Reinforced Orthotropic Bridge Decks. University of Florida, Gainesville, FL.

Hewitt, B. E., and B. deV Batchelor. 1975. "Punching Shear Strength of Restraint Slabs," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 101, No. ST9, pp. 1837–1853.

Higgins, C. 2003. "LRFD Orthotropic Plate Model for Determining Live Load Moments in Concrete Filled Grid Bridge Decks," Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, January/February 2003, pp. 20–28.

Higgins, C. "LRFD Compatible Orthotropic Plate Model for Estimating Deflections in Concrete Filled Grid Bridge Decks." Being submitted for publication.

Higgins, C., and H. Mitchell. 1997. Tests of a Revised Exodermic Bridge Deck Design, Report No. 97-16. Clarkson University, Potsdam, NY.

Higgins, C., and H. Mitchell. 1998. Fatigue Tests of a Revised Exodermic Bridge Deck Design, Report No. 98-12. Clarkson University, Potsdam, NY.

Higgins, C., and H. Mitchell. 2001. "Behavior of Composite Bridge Decks with Alternative Shear Connectors," Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 6, No. 1, January/February 2001, pp. 17–22.

Highway Engineering Division. 1991. Ontario Highway Bridge Design Code. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, Canada.

Holowka, M., R. A. Dorton, and P. F. Csagoly. 1980. Punching Shear Strength of Restrained Circular Slabs. Ministry of Transportation and Communication, Downsview, Ontario, Canada.

IIW. 2007. Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, doc. XII-1965-03/XV-1127-03. International Institute of Welding, Paris, France.

Kim, K. H., J. M. Domingues, R. E. Klingner, and N. H. Burns. 1988. Behavior of Ontario-Type Bridge Decks on Steel Girders. University of Texas, Austin, TX.

Klippstein, Karl H. 1993. Fatigue Tests and Strain Measurements on Grid Decks. University of Pittsburgh and Western Pennsylvania Advanced Technology Center and IKG Industries, Volume III.

Kolstein, M. H. 2007. Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, Ph.D. Dissertation. Delft University of Technology, The Netherlands.

Mangelsdorf, C. P. 1991. Plate Stiffness Summary and Strain Measurements on Grid Decks, Static and Fatigue Strength Determination of Design Properties for Grid Bridge

Decks, Research Report ST-10. Department of Civil Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, PA, December 1991, Volume II.

Mangelsdorf, C. P. 1996. Summary and Final Report, Static and Fatigue Strength Determination of Design Properties for Grid Bridge Decks. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, PA, January 1996, Volume IV.

McLean, D. and M. Marsh. 1988. "Dynamic Impact Factors for Bridges," National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 266. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Menzemer, C., A. Hinkle, and G. Nordmark. 1987. "Aluminum Orthotropic Bridge Deck Verifications." Presented at Materials and Member Behavior, American Society of Civil Engineers, Structures Congress, Orlando, FL, August 17–20, 1987, pp. 298–305.

Ritter, M. A. 1990. Timber Bridges, Design, Construction, Inspection and Maintenance, EM7700-B. U.S. Forest Service, U.S. Department of Agriculture, Washington, DC.

Sexsmith, R. G., P. D. Boyle, B. Rovner, and R. A. Abbott. 1979. Load Sharing in Vertically Laminated, Post-Tensioned Bridge Decks. Forintek Canada Corporation, Vancouver, British Columbia, Canada, April 1979.

Sim, H. and C. Uang. 2007. Effects of Fabrication Procedures and Weld Melt-Through on Fatigue Resistance of Orthotropic Steel Deck Welds, Report No. SSRP-07/13. University of California, San Diego, CA.

Troitsky, M. S. 1987. Orthotropic Bridges: Theory and Design, Second Edition. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, OH.

Wolchuk, R. 1964. Steel Deck Bridges with Long Rib Spans. American Society of Civil Engineers, New York, NY, February 1964.

Wolchuk, R. 1990. "Lessons from Weld Cracks in Orthotropic Decks on Three European Bridges," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 117, No. 1, January 1990, pp. 75–84.

Wolchuk, R. 1999. "Steel Orthotropic Decks—Developments in the 1990's." In Transportation Research Record 1688. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Wolchuk, R. and A. Ostapenko. 1992. "Secondary Stresses in Closed Orthotropic Deck Ribs at Floor Beams," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 118, No. 2, February 1992, pp. 582–595.

Xiao. 2008. Effect of Fabrication Procedures and Weld Melt-Through on Fatigue Resistance of Orthotropic Steel Deck Welds, Final Report, No. CA08-0607. Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, CA.

INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

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