

## SECCIÓN 4 (SI) - ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

### CONTENIDO

4.1	CAMPO DE APLICACIÓN .....	4-1
4.2	DEFINICIONES .....	4-2
4.3	SIMBOLOGÍA .....	4-6
4.4	MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES .....	4-10
4.5	MODELOS MATEMÁTICOS .....	4-11
4.5.1	Requisitos Generales .....	4-11
4.5.2	Comportamiento de los Materiales Estructurales .....	4-11
4.5.2.1	Comportamiento Elástico vs. Comportamiento Inelástico .....	4-11
4.5.2.2	Comportamiento Elástico .....	4-11
4.5.2.3	Comportamiento Inelástico .....	4-12
4.5.3	Geometría .....	4-12
4.5.3.1	Teoría de las Pequeñas Deformaciones .....	4-12
4.5.3.2	Teoría de las Grandes Deformaciones .....	4-13
4.5.3.2.1	Requisitos Generales .....	4-13
4.5.3.2.2	Métodos Aproximados .....	4-14
4.5.3.2.2a	Requisitos Generales .....	4-14
4.5.3.2.2b	Amplificación de Momentos – Vigas-Columna .....	4-15
4.5.3.2.2c	Amplificación de Momentos – Arcos .....	4-17
4.5.3.2.3	Métodos Refinados.....	4-17
4.5.4	Condiciones de Borde de los Modelos .....	4-17
4.5.5	Elementos Equivalentes .....	4-18
4.6	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	4-18
4.6.1	Influencia de la Geometría en Planta .....	4-18
4.6.1.1	Relación de Aspecto en Planta .....	4-18
4.6.1.2	Estructuras de Planta Curva .....	4-19
4.6.1.2.1	Requisitos Generales .....	4-19
4.6.1.2.2	Superestructuras de Una Sola Viga Rígidas a la Torsión .....	4-19
4.6.1.2.3	Superestructuras de Múltiples Vigas .....	4-19
4.6.2	Métodos de Análisis Aproximados .....	4-20
4.6.2.1	Tableros .....	4-20
4.6.2.1.1	Requisitos Generales .....	4-20
4.6.2.1.2	Aplicabilidad .....	4-21
4.6.2.1.3	Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores.....	4-21

4.6.2.1.4 Ancho de las Fajas Equivalentes en los Bordos de las Losas .....	4-23
4.6.2.1.4a Requisitos Generales .....	4-23
4.6.2.1.4b Bordos Longitudinales .....	4-23
4.6.2.1.4c Bordos Transversales .....	4-23
4.6.2.1.5 Distribución de las Cargas de Rueda .....	4-24
4.6.2.1.6 Cálculo de Solicitaciones .....	4-24
4.6.2.1.7 Acción de Pórtico de la Sección Transversal .....	4-25
4.6.2.1.8 Solicitaciones Debidas a la Sobrecarga para Emparrillados con Vanos Total o Parcialmente Llenos y para Tableros Emparrillados con Vanos no Llenos Compuestos con Losas de Hormigón Armado .....	4-25
4.6.2.1.9 Análisis Inelástico .....	4-27
4.6.2.2 Puentes de Viga y Losa .....	4-27
4.6.2.2.1 Aplicación .....	4-27
4.6.2.2.2 Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte.....	4-33
4.6.2.2.2a Vigas Interiores con Tableros de Madera.....	4-33
4.6.2.2.2b Vigas Interiores con Tableros de Hormigón.....	4-34
4.6.2.2.2c Vigas Interiores con Tableros de Acero Corrugado .....	4-38
4.6.2.2.2d Vigas Exteriores .....	4-38
4.6.2.2.2e Puentes Oblicuos .....	4-41
4.6.2.2.2f Momentos Flectores y Corte en Vigas de Tablero Transversales .....	4-41
4.6.2.2.3 Método de los Factores de Distribución para Corte .....	4-42
4.6.2.2.3a Vigas Interiores.....	4-42
4.6.2.2.3b Vigas Exteriores .....	4-44
4.6.2.2.3c Puentes Oblicuos .....	4-46
4.6.2.2.4 Cargas Especiales Actuando Junto con Otro Tipo de Tráfico .....	4-46
4.6.2.3 Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa .....	4-47
4.6.2.4 Puentes de Cercha y de Arco.....	4-49
4.6.2.5 Factor de Longitud Efectiva, $K$ .....	4-49
4.6.2.6 Ancho de Ala Efectivo .....	4-52
4.6.2.6.1 Requisitos Generales .....	4-52
4.6.2.6.2 Vigas Cajón de Hormigón Segmentales y Vigas Cajón de Una Sola Célula Hormigonadas In Situ.....	4-53
4.6.2.6.3 Superestructuras de Múltiples Células Hormigonadas In Situ .....	4-57
4.6.2.6.4 Tableros Ortótropos de Acero .....	4-57
4.6.2.7 Distribución de la Carga de Viento Lateral en Puentes Multiviga .....	4-59
4.6.2.7.1 Secciones Doble Te .....	4-59

4.6.2.7.2 Secciones Tipo Cajón.....	4-62
4.6.2.7.3 Construcción .....	4-62
4.6.2.8 Distribución de las Cargas Sísmicas Laterales .....	4-62
4.6.2.8.1 Aplicabilidad .....	4-62
4.6.2.8.2 Criterios de Diseño.....	4-62
4.6.2.8.3 Distribución de Cargas .....	4-63
4.6.2.9 Análisis de Puentes Segmentales de Hormigón .....	4-64
4.6.2.9.1 Requisitos Generales .....	4-64
4.6.2.9.2 Modelos de Bielas y Tirantes .....	4-64
4.6.2.9.3 Ancho de Ala Efectivo .....	4-64
4.6.2.9.4 Análisis Transversal .....	4-65
4.6.2.9.5 Análisis Longitudinal .....	4-65
4.6.2.9.5a Requisitos Generales .....	4-65
4.6.2.9.5b Análisis del Montaje.....	4-66
4.6.2.9.5c Análisis del Sistema Estructural Definitivo.....	4-66
4.6.3 Métodos de Análisis Refinados .....	4-66
4.6.3.1 Requisitos Generales .....	4-66
4.6.3.2 Tableros .....	4-67
4.6.3.2.1 Requisitos Generales .....	4-67
4.6.3.2.2 Modelo de Placa Isótropa.....	4-67
4.6.3.2.3 Modelo de Placa Ortótropa .....	4-67
4.6.3.3 Puentes de Viga y Losa .....	4-67
4.6.3.4 Puentes Celulares y Tipo Cajón .....	4-69
4.6.3.5 Puentes de Cercha .....	4-69
4.6.3.6 Puentes de Arco.....	4-70
4.6.3.7 Puentes Atirantados.....	4-70
4.6.3.8 Puentes Suspendidos .....	4-71
4.6.4 Redistribución de Momentos Negativos en Puentes de Vigas Continuas.....	4-72
4.6.4.1 Requisitos Generales .....	4-72
4.6.4.2 Método Refinado .....	4-72
4.6.4.3 Procedimiento Aproximado .....	4-72
4.6.5 Estabilidad .....	4-73
4.6.6 Análisis para Gradiente de Temperatura .....	4-73
4.7 ANÁLISIS DINÁMICO .....	4-75
4.7.1 Requisitos Básicos de la Dinámica Estructural .....	4-75
4.7.1.1 Requisitos Generales .....	4-75

4.7.1.2 Distribución de Masas .....	4-76
4.7.1.3 Rigidez.....	4-76
4.7.1.4 Amortiguamiento.....	4-76
4.7.1.5 Frecuencias Naturales.....	4-77
4.7.2 Respuestas Dinámicas Elásticas .....	4-77
4.7.2.1 Vibración Inducida por los Vehículos .....	4-77
4.7.2.2 Vibración Inducida por el Viento .....	4-78
4.7.2.2.1 Velocidades del Viento .....	4-78
4.7.2.2.2 Efectos Dinámicos.....	4-78
4.7.2.2.3 Consideraciones de Diseño .....	4-78
4.7.3 Respuestas Dinámicas Inelásticas .....	4-78
4.7.3.1 Requisitos Generales .....	4-78
4.7.3.2 Rótulas Plásticas y Líneas de Fluencia.....	4-79
4.7.4 Análisis para Cargas Sísmicas .....	4-79
4.7.4.1 Requisitos Generales .....	4-79
4.7.4.2 Puentes de Un Solo Tramo .....	4-79
4.7.4.3 Puentes de Múltiples Tramos .....	4-79
4.7.4.3.1 Selección del Método de Análisis .....	4-79
4.7.4.3.2 Métodos de Análisis Unimodales.....	4-81
4.7.4.3.2a Requisitos Generales .....	4-81
4.7.4.3.2b Método Espectral Unimodal.....	4-81
4.7.4.3.2c Método de la Carga Uniforme .....	4-83
4.7.4.3.3 Método Espectral Multimodal .....	4-84
4.7.4.3.4 Método de Historia de Tiempo .....	4-85
4.7.4.4 Requisitos Mínimos para el Desplazamiento .....	4-85
4.7.5 Análisis para Cargas de Colisión .....	4-86
4.8 ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS.....	4-87
4.8.1 Ensayo de Modelos a Escala .....	4-87
4.8.2 Ensayo de Puentes Existentes .....	4-87
A4 TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO .....	4-93

## SECCIÓN 4 (SI)

# ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

### 4.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta sección describe métodos de análisis adecuados para el diseño y la evaluación de puentes, y se limita a la modelación de las estructuras y a la determinación de las solicitaciones.

También se pueden emplear otros métodos de análisis, siempre que éstos se basen en características documentadas de los materiales y satisfagan las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

En general, las estructuras de los puentes se han de analizar elásticamente. Sin embargo, esta sección permite utilizar análisis inelásticos o redistribuir las solicitaciones en algunas superestructuras de vigas continuas. Se especifica un análisis inelástico para elementos comprimidos que se comportan inelásticamente y como alternativa para los estados límites correspondientes a eventos extremos.

### C4.1

Esta sección identifica y promueve la aplicación de métodos de análisis estructural adecuados para puentes. El método de análisis seleccionado puede variar desde uno aproximado a uno muy sofisticado, dependiendo del tamaño, complejidad e importancia de la estructura. El objetivo primario de la aplicación de métodos de análisis más sofisticados es lograr una mejor comprensión del comportamiento estructural. Con frecuencia, aunque no siempre, esta mejor comprensión puede permitir un ahorro de materiales.

Los métodos de análisis descritos, los cuales son adecuados para determinar deformaciones y solicitaciones en estructuras de puentes, ya han sido probados, y la mayoría ha estado en uso durante años. Aunque la implementación práctica de muchos de los métodos requerirá el uso de computadoras, también se proveen métodos más sencillos que se pueden resolver utilizando una calculadora manual y/o programas y software existentes que se basan en el análisis de estructuras lineales. Siempre se debería alentar la comparación con los cálculos manuales; la realización de verificaciones básicas del equilibrio debería ser una práctica habitual.

Debido a que la tecnología informática está mejorando rápidamente, se anticipa que los métodos más refinados y complejos se volverán cada vez más comunes. Por lo tanto, esta sección discute las hipótesis y limitaciones de dichos métodos. Es importante que el usuario comprenda el método que emplea y las limitaciones asociadas con el mismo.

En general, los métodos de análisis sugeridos se basan en modelos que contemplan materiales de comportamiento lineal. Esto no significa que la resistencia de una sección está limitada al rango elástico. Hay una inconsistencia evidente en que el análisis se basa en la linealidad de los materiales, mientras que el modelo de resistencia se puede basar en comportamiento inelástico para los estados límites de resistencia. Sin embargo, esta misma inconsistencia existía en el método de diseño por factores de carga de las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares AASHTO, y también está presente en los códigos de diseño de otros países que utilizan un enfoque de diseño con cargas mayoradas.

Las cargas y factores de carga, definidos en la Sección 3, y los factores de resistencia especificados en estas Especificaciones fueron desarrollados combinando principios probabilísticos con análisis basados en modelos de materiales de comportamiento lineal. Por ende, los

métodos de análisis que se basan en la no linealidad de los materiales para obtener solicitaciones más realistas en los estados límites de resistencia y consecuentemente un diseño más económico sólo se permiten en los casos explícitamente indicados en este documento.

Tanto en la sección correspondiente a análisis como en la correspondiente a resistencia se analizan algunos comportamientos no lineales. Por ejemplo, el comportamiento de una columna larga se puede modelar mediante métodos geométricos no lineales y también se puede modelar utilizando las fórmulas aproximadas de la Secciones 5, 6, 7 y 8. Todos estos métodos están permitidos, pero se recomienda utilizar las formulaciones más refinadas.

## 4.2 DEFINICIONES

*Acción de Pórtico* – Continuidad transversal entre el tablero y las almas de una sección transversal de tipo celular o, en el caso de grandes puentes, entre el tablero y los componentes primarios.

*Acción de Pórtico para Viento* – Flexión transversal del alma de la viga y de los rigidizadores, si los hay, mediante la cual la carga de viento lateral se transmite total o parcialmente al tablero.

*Amortiguador* – Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura, permitiendo movimientos de origen térmico. El dispositivo provee amortiguación disipando energía bajo cargas sísmicas, cargas de frenado u otras cargas dinámicas.

*Análisis Global* – Análisis de una estructura considerada en su totalidad.

*Análisis Local* – Estudio en profundidad de las tensiones y deformaciones en un componente o entre diferentes componentes utilizando las solicitaciones obtenidas de un análisis más global.

*Analogía de la Grilla* – Método de análisis en el cual toda o parte de la superestructura se discretiza en componentes ortótropos que representan las características de la estructura.

*Ancho del Núcleo* – Ancho de una superestructura de construcción monolítica menos los vuelos del tablero.

*Ángulo de oblicuidad* – Ángulo que forma el eje de un apoyo respecto de una recta normal al eje de la carretera.

*Carga de Rueda* – Un medio de una carga de eje de diseño especificada.

*Compatibilidad* – Igualdad geométrica de los movimientos en la interfase de componentes unidos.

*Componente* – Unidad estructural que requiere consideraciones de diseño independientes; sinónimo de elemento.

*Condensar* – Relacionar las variables a eliminar del análisis con aquellas que se mantienen a fin de reducir el número de ecuaciones a resolver.

*Condiciones de Borde* – Características de restricción estructural referidas a las condiciones de apoyo de los modelos estructurales y/o la continuidad de los mismos.

*Construcción Monolítica* – Puentes de tipo cajón unicelular de acero y/u hormigón, sistemas de tablero macizos o de tipo celular de hormigón colado in situ, y tableros compuestos por elementos longitudinales prefabricados, macizos o de tipo celular, efectivamente unidos mediante postesado transversal.

*Deformación* – Cambio de la geometría de la estructura provocado por las solicitaciones, incluyendo el desplazamiento axial, desplazamiento por corte y rotaciones.

*Deformación Superpuesta* – Efecto del asentamiento, fluencia lenta y cambio de temperatura y/o contenido de humedad.

*Deformación Unitaria* – Alargamiento por unidad de longitud.

*Diseño* – Dimensionamiento y detallado de los componentes y conexiones de un puente para satisfacer los requisitos de estas Especificaciones.

*Elástico* – Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión-deformación constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original.

*Elemento* – Parte de un componente o miembro compuesto por un solo material.

*Equilibrio* – Estado en el cual la sumatoria de fuerzas y momentos respecto de cualquier punto del espacio es 0,0.

*Extremo Articulado* – Condición de borde que permite libre rotación pero no traslación en el plano de acción.

*Faja Equivalente* – Elemento lineal artificial que se aísla de un tablero a los fines del análisis; en este elemento las solicitaciones extremas calculadas para una fila transversal o longitudinal de cargas de rueda se aproximarán a las que realmente existen en el tablero.

*Fundación* – Elemento portante que transfiere su carga al suelo o roca que soporta el puente.

*Grado de Libertad* – Una de las diversas traslaciones o rotaciones requeridas para definir el movimiento de un nodo. La forma desplazada de los componentes y/o de la totalidad de la estructura se puede definir mediante un número de grados de libertad.

*Grado de Libertad Dinámico* – Grado de libertad con el cual se asocia una masa o un efecto de masa.

*Huella* – Área de contacto especificada entre una rueda y la superficie de la calzada.

*Inelástico* – Cualquier comportamiento estructural en el cual la relación tensión-deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas.

*Ley de Momentos* - Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto que permite calcular la reacción en un segundo punto.

*Limitar* – Tomar dos o más valores extremos de un parámetro para envolver la respuesta con el objetivo de obtener un diseño conservador.

*Línea de Fluencia* – Línea de rotulación plástica.

*Método Clásico de las Deformaciones* – Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes cuyas rigideces se pueden calcular independientemente. El equilibrio y la compatibilidad entre componentes se restablece determinando las deformaciones en las interfaces.

*Método Clásico de las Fuerzas* – Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes estáticamente determinados. La compatibilidad entre componentes se restablece determinando las fuerzas en las interfases.

*Método de Análisis* – Proceso matemático mediante el cual se determinan las deformaciones, esfuerzos y tensiones en de una estructura.

*Método de Análisis Aceptado* – Método de análisis que no requiere verificaciones adicionales y que forma parte de la práctica habitual de la ingeniería estructural.

*Método de las Diferencias Finitas* – Método de análisis en el cual la ecuación diferencial determinante se satisface en puntos discretos de la estructura.

*Método de las Fajas Finitas* – Método de análisis en el cual la estructura se discretiza en fajas paralelas. Se asume la forma del campo de desplazamiento de las fajas y se mantiene compatibilidad parcial en las interfases entre elementos. Los parámetros de desplazamiento del modelo se determinan usando principios energéticos variacionales o métodos de equilibrio.

*Método de las Líneas de Fluencia* – Método de análisis en el cual se examinan varios patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la capacidad portante.

*Método de las Placas Plegadas* – Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes tipo placa, y en las interfases entre componentes se satisfacen tanto los requisitos de equilibrio como los de compatibilidad.

*Método de las Series o Armónicas* – Método de análisis en el cual el modelo de cargas se subdivide en partes adecuadas, permitiendo que cada parte corresponda a un término de una serie convergente infinita mediante la cual se describen las deformaciones estructurales.

*Método de los Elementos Finitos* – Método de análisis en el cual la estructura se discretiza en elementos conectados por medio de nodos, se asume la forma del campo de desplazamientos de los elementos, se mantiene compatibilidad parcial o total en las interfases entre elementos, y los desplazamientos nodales se determinan utilizando principios energéticos variacionales o métodos de equilibrio.

*Modelo* – Idealización matemática o física de una estructura o componente que se utiliza para realizar un análisis.

*Nodo* – Punto donde se encuentran elementos finitos o componentes de una grilla; en el contexto del método de las diferencias finitas, punto donde se satisfacen las ecuaciones diferenciales determinantes.

*Nudo* – Punto donde se encuentran los ejes de los elementos, generalmente en puentes de cercha, arco, atirantados y suspendidos.

*Ortótropo* – Perpendicular uno a otro; que tiene propiedades físicas diferentes en dos o más direcciones ortogonales.

*Posición Determinante* – Ubicación y orientación de una carga transitoria que provoca las solicitaciones extremas.

*Punto de Contraflexión* – Punto donde cambia el sentido del momento flector; sinónimo de punto de inflexión.

*Rango de Tensiones* – Diferencia algebraica entre tensiones extremas.

*Relación de Aspecto* – Relación entre la longitud y el ancho de un rectángulo.

*Respuesta Lineal* – Comportamiento estructural en el cual las deformaciones son directamente proporcionales a las cargas.



*Respuesta No Lineal* – Comportamiento estructural en el cual las deformaciones no son directamente proporcionales a las cargas debido a la existencia de tensiones en el rango inelástico, deformaciones que modifican significativamente las solicitaciones, o una combinación de ambas.

*Rigidez* – Solicitación debida a una deformación unitaria.

*Separación entre Vigas* – Distancia entre centro y centro de las líneas de apoyo.

*Sistema de Tablero* – Superestructura en la cual el tablero está integrado con los componentes que lo soportan, o en la cual las solicitaciones o deformaciones de los componentes que soportan el tablero tienen una influencia significativa sobre dicho tablero.

*Sobrecarga de Carril* – Combinación del eje tandem más las cargas uniformemente distribuidas, o combinación del camión de diseño más la carga de diseño uniformemente distribuida.

*Solicitud* – Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.

*Solución Cerrada* – Una o más ecuaciones, incluyendo aquellas basadas en series convergentes, que permiten calcular las solicitaciones introduciendo directamente las cargas y parámetros estructurales.

*Submodelo* – Parte constitutiva del modelo estructural global.

*Sujetadores* – Sistema de cables o varillas de alta resistencia que transfiere fuerzas entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas u otras cargas dinámicas luego de contrarrestar un relajamiento inicial, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

*Tablero* – Componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta directamente las cargas de las ruedas.

*Tandem* – Dos ejes de igual peso poco separados e interconectados mecánicamente.

*Teoría de las Grandes Deformaciones* – Cualquier método de análisis en el cual se toman en cuenta los efectos de la deformación sobre las solicitaciones.

*Teoría de las Pequeñas Deformaciones* – Base de los métodos de análisis que desprecian los efectos de la deformación sobre las solicitaciones en la estructura.

*Unidad de Transmisión de Impacto (STU, Shock Transmission Unit)* – Dispositivo que proporciona una unión rígida temporaria entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas, de frenado u otras cargas dinámicas, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

*Unión Articulada* – Conexión puntual entre elementos por medio de un pasador ideal sin fricción.

*Vehículo Normalizado* – Secuencia de ejes que se utiliza como base común para expresar la resistencia de los puentes.

*Viga Equivalente* – Viga individual recta o curva que resiste tanto flexión como torsión.

*Vigas Maestras* – Vigas que no están en contacto físico, que soportan un tablero de hormigón colado in situ.

*Zona de Extremo* – Región de las estructuras donde, debido a una discontinuidad estructural y/o distribución de las cargas concentradas, no es aplicable la teoría normal de vigas.

### 4.3 SIMBOLOGÍA

$A$	= sección de un larguero, viga o componente ( $\text{mm}^2$ ) (4.6.2.2.1)
$A_b$	= sección transversal de una barrera ( $\text{mm}^2$ ) (C4.6.2.6.1)
$A_c$	= sección transversal – transformada para vigas de acero ( $\text{mm}^2$ ) (C4.6.6)
$A_o$	= sección encerrada por los ejes de los elementos ( $\text{mm}^2$ ) (C4.6.2.2.1)
$A_s$	= sección total de rigidizadores ( $\text{mm}^2$ ) (4.6.2.6.4)
$a$	= longitud de la región de transición para ancho de ala efectivo de una viga cajón de hormigón (mm); ancho de un rigidizador transversal, separación o ancho de nervio en un tablero ortótropo de acero (mm) (4.6.2.6.2) (4.6.2.6.4)
$B$	= separación de las vigas transversales (mm) (4.6.2.6.4)
$b$	= longitud del neumático (mm); ancho de una viga (mm); ancho de un elemento tipo placa (mm); ancho de ala a cada lado del alma (mm) (4.6.2.1.8) (4.6.2.2.1) (C4.6.2.2.1) (4.6.2.6.2)
$b_e$	= ancho de ala efectivo correspondiente a la posición particular de la sección de interés en el tramo como se especifica en la Figura 4.6.2.6.2-1 (mm) (4.6.2.6.2)
$b_m$	= ancho de ala efectivo para porciones interiores de un tramo según se determina de la Figura 4.6.2.6.2-2; caso especial de $b_e$ (mm) (4.6.2.6.2)
$b_n$	= ancho de ala efectivo para fuerzas normales actuando en zonas de anclaje (mm) (4.6.2.6.2)
$b_o$	= ancho de alma proyectado en el plano medio del tablero (mm) (4.6.2.6.2)
$b_s$	= ancho de ala efectivo en apoyo interior o para tramo en voladizo según se determina de la Figura 4.6.2.6.2-2; caso especial de $b_e$ (mm) (4.6.2.6.2)
$C$	= factor de continuidad; parámetro de rigidez (4.6.2.1.8) (4.6.2.2.1)
$C_m$	= coeficiente de gradiente de momento (4.5.3.2.2b)
$C_{sm}$	= coeficiente adimensional de respuesta sísmica elástica (C4.7.4.3.2b)
$c_l$	= parámetro para apoyos oblicuos (4.6.2.2.2e)
$D$	= $D_x/D_y$ ; ancho de distribución por carril (mm) (4.6.2.1.8) (4.6.2.2.1)
$D_x$	= rigidez flexional en la dirección de las barras principales ( $\text{N}\cdot\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (4.6.2.1.8)
$D_y$	= rigidez flexional en dirección perpendicular a las barras principales ( $\text{N}\cdot\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (4.6.2.1.8)
$d$	= profundidad de una viga o larguero (mm); profundidad de un elemento (mm) (4.6.2.2.1) (C4.6.2.7.1)
$d_e$	= distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm) (4.6.2.2.1)
$d_o$	= profundidad de la superestructura (mm) (4.6.2.6.2)
$E$	= módulo de elasticidad (MPa); ancho equivalente (mm) (4.5.3.2.2b) (4.6.2.3)
$E_{MOD}$	= módulo de elasticidad de un cable, modificado para efectos no lineales (MPa) (4.6.3.7)
$e$	= factor de corrección para distribución; excentricidad de un carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm); separación de los nervios en un tablero ortótropo de acero (mm) (4.6.2.2.1) (C4.6.2.2.2d) (4.6.2.6.4)
$e_g$	= distancia entre los centros de gravedad de la viga y el tablero (mm) (4.6.2.2.1)
$f_c$	= tensión mayorada, corregida para tomar en cuenta los efectos de segundo orden (MPa) (4.5.3.2.2b)

$f_{2b}$	= tensión correspondiente a $M_{2b}$ (MPa) (4.5.3.2.2b)
$f_{2s}$	= tensión correspondiente a $M_{2s}$ (MPa) (4.5.3.2.2b)
$G$	solicitación final aplicada a una viga (kN o kN·mm); módulo de corte (MPa) (4.6.2.2.4) (C4.6.3.3)
$G_a$	= relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de los elementos que resisten la flexión de la columna en el extremo “a” (C4.6.2.5)
$G_b$	= relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de los elementos que resisten la flexión de la columna en el extremo “b” (C4.6.2.5)
$G_D$	= solicitación debida a las cargas de diseño (kN o kN·mm) (4.6.2.2.4)
$G_p$	= solicitación debida a la sobrecarga de camión (kN o kN·mm) (4.6.2.2.4)
$g$	= factor de distribución; aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ) (4.6.2.2.1) (C4.7.4.3.2)
$g_m$	= factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles (4.6.2.2.4)
$g_l$	= factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril (4.6.2.2.4)
$H$	= altura promedio de la subestructura que soporta el asiento considerado (mm) (4.7.4.4)
$H, H_1, H_2$	= componente horizontal de la fuerza en un cable (N) (4.6.3.7)
$h$	= profundidad del tablero (mm) (4.6.2.1.3)
$I$	= momento de inercia ( $mm^4$ ) (4.5.3.2.2b)
$I_c$	= momento de inercia de una columna ( $mm^4$ ); inercia de una sección transversal – transformada para vigas de acero ( $mm^4$ ) (C4.6.2.5) (C4.6.6)
$I_g$	= momento de inercia de un elemento actuando para restringir la flexión de una columna ( $mm^4$ ) (C4.6.2.5)
$IM$	= incremento por carga dinámica (C4.7.2.1)
$I_p$	= momento de inercia polar ( $mm^4$ ) (4.6.2.2.1)
$I_s$	= inercia de una faja equivalente ( $mm^4$ ) (4.6.2.1.5)
$J$	= constante torsional de St. Venant ( $mm^4$ ) (4.6.2.2.1)
$K$	= factor de longitud efectiva para nervaduras de un arco; constante para diferentes tipos de construcción; factor de longitud efectiva para columnas (4.5.3.2.2b) (4.6.2.2.1) (4.6.2.5)
$K_g$	= parámetro de rigidez longitudinal ( $mm^4$ ) (4.6.2.2.1)
$k$	= factor utilizado para calcular el factor de distribución para puentes multiviga (4.6.2.2.1)
$k_s$	= factor de rigidez de una faja (N/mm) (4.6.2.1.5)
$L$	= longitud de vano del tablero (mm); longitud de tramo (mm); longitud de tramo de una viga (mm); (4.6.2.1.3) (4.6.2.1.8) (4.6.2.2.1)
$L_b$	= separación entre puntos de arriostramiento (C4.6.2.7.1)
$L_c$	= longitud de columna no arriostrada (mm) (C4.6.2.5)
$L_g$	= longitud no apoyada de una viga u otro elemento de restricción (mm) (C4.6.2.5)
$L_l$	= longitud de tramo modificada tomada como el menor valor entre la longitud real ó 18.000 (mm); distancia entre puntos de inflexión de la viga transversal (mm) (4.6.2.3) (4.6.2.6.4)
$L_2$	= distancias entre puntos de inflexión de la viga transversal (mm) (4.6.2.6.4)
$l_i$	= longitud de tramo ideal (mm) (4.6.2.6.2)
$\ell_u$	= longitud no apoyada de un elemento comprimido (mm); semilongitud de la nervadura del arco (mm)

(4.5.3.2.2b) (4.5.3.2.2c)

$M$	= momento debido a la sobrecarga en un tablero emparrillado con vanos parcial o totalmente llenos (N·mm/mm) (4.6.2.1.8)
$M_c$	= momento mayorado, corregido para tomar en cuenta los efectos de segundo orden; momento requerido para restringir el levantamiento provocado por los efectos térmicos (N·mm) (4.5.3.2.2b) (C4.6.6)
$MM$	= método elástico multimodal (4.7.4.3.1)
$M_w$	= máximo momento lateral en el ala debido a la carga de viento mayorada (N·mm) (C4.6.2.7.1)
$M_{lb}$	= menor momento de extremo de un elemento comprimido debido a cargas gravitatorias que no provoca desplazamiento lateral apreciable: es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si hay doble curvatura (N·mm) (4.5.3.2.2b)
$M_{2b}$	= momento en un elemento comprimido debido a cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico de primer orden convencional: siempre es positivo (N·mm) (4.5.3.2.2b)
$M_{2s}$	= momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, $\Delta$ , mayor que $\ell_u/1500$ , calculado mediante un análisis de pórtico elástico de primer orden convencional: siempre es positivo (N·mm) (4.5.3.2.2b)
$N$	= fuerza axial (N); mínima longitud de apoyo (mm) (C4.6.6) (4.7.4.4)
$N_b$	= número de vigas o largueros (4.6.2.2.1)
$N_c$	= número de células de una viga cajón de hormigón (4.6.2.2.1)
$N_L$	= número de carriles de diseño (4.6.2.2.1)
$n$	= relación modular entre viga y tablero (4.6.2.2.1)
$P$	= carga por eje (N) (4.6.2.1.3)
$P_D$	= presión de viento horizontal de diseño (MPa) (C4.6.2.7.1)
$P_e$	= carga de pandeo de Euler (N) (4.5.3.2.2b)
$P_u$	= carga axial mayorada (N) (4.5.3.2.2b)
$P_u$	= carga axial mayorada (N) (4.5.3.2.2b)
$P_w$	= fuerza de viento lateral aplicada en el punto de arriostramiento (N) (C4.6.2.7.1)
$p$	= presión de los neumáticos (MPa) (4.6.2.1.8)
$p_e$	= carga sísmica estática equivalente uniforme por unidad de longitud de puente que se aplica para representar el modo de vibración primario (N/mm) (C4.7.4.3.2c)
$p_e(x)$	= intensidad de la carga sísmica estática equivalente que se aplica para representar el modo de vibración primario (N/mm) (C4.7.4.3.2b)
$p_o$	= carga uniforme arbitrariamente fijada igual a 1,0 (N/mm) (C4.7.4.3.2b)
$R$	= distribución de carga a viga exterior en términos de los carriles; radio de curvatura (mm) (C4.6.2.2.2d) (C4.6.6)
$r$	= factor de reducción para solicitación longitudinal en puentes oblicuos (4.6.2.3)
$S$	= separación de los elementos de apoyo (mm); separación de las vigas o almas (mm); oblicuidad de un apoyo medida a partir de una recta perpendicular al tramo (°) (4.6.2.1.3) (4.6.2.2.1) (4.7.4.4)
$S_b$	= separación de las barras de un emparrillado (mm) (4.6.2.1.3)

$SM$	= método elástico unimodal (4.7.4.3.1)
$s$	= longitud de un elemento lateral (mm) (C4.6.2.2.1)
$T_G$	= gradiente de temperatura ( $\Delta$ °C) (C4.6.6)
$TH$	= método de historia de tiempo (4.7.4.3.1)
$T_m$	= período de un puente (s) (C4.7.4.3.2b)
$T_u$	= temperatura uniforme especificada (°C) (C4.6.6)
$T_{UG}$	= temperatura promediada en la sección transversal (°C) (C4.6.6)
$t$	= espesor de un elemento tipo placa (mm); espesor de una placa de ala en un tablero ortótropo de acero (mm) (C4.6.2.2.1) (4.6.2.6.4)
$t_g$	= espesor de un emparillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobrecapa de hormigón o componente de hormigón estructural integral, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (mm) (4.6.2.2.1)
$t_o$	= espesor de una sobrecapa estructural (mm) (4.6.2.2.1)
$t_s$	= profundidad de una losa de hormigón (mm) (4.6.2.2.1)
$V_{LD}$	= máximo corte vertical a $3d$ ó $L/4$ debido a cargas de rueda distribuidas lateralmente como se especifica en este documento (N) (4.6.2.2.2a)
$V_{LL}$	= corte vertical debido a la sobrecarga distribuida (N) (4.6.2.2.2a)
$V_{LU}$	= máximo corte vertical a $3d$ ó $L/4$ debido a cargas de rueda no distribuidas (N) (4.6.2.2.2a)
$v_s(x)$	= deformación correspondiente a $p_o$ (mm) (C4.7.4.3.2b)
$v_{s,MAX}$	= máximo valor de $v_s(x)$ (mm) (C4.7.4.3.2c)
$W$	= ancho entre bordes de un puente (mm); fuerza de viento mayorada por unidad de longitud (N/mm); peso total de un cable (N); peso total de un puente (N) (4.6.2.2.1) (C4.6.2.7.1) (4.6.3.7) (4.7.4.3.2c)
$W_e$	= la mitad de la separación entre almas, más el vuelo total (mm) (4.6.2.2.1)
$W_I$	= ancho modificado entre bordes de un puente, tomado igual al menor valor entre el ancho real del puente ó 18.000 en el caso de carga en múltiples carriles o 9000 en el caso de carga en un solo carril (mm) (4.6.2.3)
$w$	= ancho de la sección transversal de un elemento (mm) (C4.6.6)
$w(x)$	= carga permanente nominal, no mayorada, de la superestructura del puente y la subestructura tributaria (N/mm) (C4.7.4.3.2) (4.7.4.3.2c)
$z$	= distancia vertical a partir del centro de gravedad de la sección transversal (mm) (C4.6.6)
$X$	= distancia entre una carga y el punto de apoyo (mm) (4.6.2.1.3)
$X_{ext}$	= distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y la viga exterior (mm) (C4.6.2.2.2d)
$x$	= distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y cada una de las vigas (mm) (C4.6.2.2.2d)
$\alpha$	= ángulo formado por el cable y la horizontal (°); coeficiente de expansión térmica (mm/mm/°C); flexibilidad generalizada (4.6.3.7) (C4.6.6) (C4.7.4.3.2b)
$\beta$	= participación generalizada (C4.7.4.3.2b)
$\gamma$	= factor de carga; masa generalizada (C4.6.2.7.1) (C4.7.4.3.2b)
$\Delta_W$	= prolongación del ancho del vuelo (mm) (C4.6.2.6.1)
$\delta_b$	= amplificador de momento o tensión para deformación en modo arriostrado (4.5.3.2.2b)

$\delta_s$	=	amplificador de momento o tensión para deformación en modo no arriostrado (4.5.3.2.2b)
$\varepsilon_u$	=	deformación unitaria axial uniforme debida a la expansión térmica axial (mm/mm) (C4.6.6)
$\eta_i$	=	modificador de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa como se especifica en el Artículo 1.3.2.1 (C4.2.6.7.1)
$\theta$	=	ángulo de oblicuidad (°) (4.6.2.2.1)
$\mu$	=	coeficiente de Poisson (4.6.2.2.1)
$\sigma_E$	=	tensión interna debida a los efectos térmicos (MPa) (C4.6.6)
$\phi$	=	factor de resistencia para compresión axial; rotación por unidad de longitud (4.5.3.2.2b) (C4.6.6)

#### 4.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES

Se puede utilizar cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y compatibilidad y que utilice relaciones tensión-deformación para los materiales propuestos, incluyendo pero no limitados a:

- Métodos clásicos de fuerza y desplazamientos,
- Método de las diferencias finitas,
- Método de los elementos finitos,
- Método de las placas plegadas,
- Método de las fajas finitas,
- Analogía de la grilla,
- Métodos de las series u otros métodos armónicos,
- Métodos basados en la formación de rótulas plásticas, y
- Método de las líneas de fluencia.

El Diseñador será responsable por la implementación de los programas computacionales utilizados para facilitar el análisis estructural y por la interpretación y uso de los resultados obtenidos.

En la documentación técnica se deberá especificar el nombre, versión y fecha de lanzamiento del software utilizado.

#### C4.4

Existen numerosos programas computacionales para el análisis de puentes. Estos programas implementan diferentes métodos de análisis, desde fórmulas sencillas hasta detallados procedimientos por elementos finitos. Muchos programas contienen hipótesis específicas en sus códigos, las cuales pueden o no ser aplicables a cada caso particular.

Antes de utilizar un programa determinado el Diseñador debería comprender claramente las hipótesis básicas del software y la metodología que implementa.

Un programa es apenas una herramienta, y el usuario es responsable por los resultados generados. En consecuencia, todos los datos obtenidos mediante un software se deberían verificar en la medida de lo posible.

Los programas se deberían verificar contra los resultados de:

- Soluciones cerradas universalmente aceptadas,
- Otros programas previamente verificados, o
- Ensayos físicos.

El propósito de identificar el software es establecer que satisfaga los requisitos codificados y permitir ubicar los puentes diseñados con ayuda de software que posteriormente pudieran resultar defectuosos.

## 4.5 MODELOS MATEMÁTICOS

### 4.5.1 Requisitos Generales

Los modelos matemáticos deberán incluir las cargas, geometría y comportamiento de los materiales de la estructura, y, cuando corresponda, las características de respuesta de las fundaciones. El modelo se deberá elegir en base a los estados límites investigados, la solicitud a cuantificar y la precisión requerida.

A menos que se permita lo contrario, la consideración de las barreras compuestas continuas se deberá limitar a los estados límites de servicio y fatiga y a la evaluación estructural.

La rigidez de las barandas estructuralmente discontinuas, cordones, medianas elevadas y barreras no se deberá considerar en el análisis estructural.

A los fines de la presente sección, en el modelo matemático de la fundación se deberá incluir una representación adecuada del suelo y/o roca que soporta el puente.

En el caso del diseño sismorresistente también se debería considerar el movimiento bruto y la licuefacción del suelo.

### C4.5.1

Los estados límites de servicio y fatiga se deberían analizar como totalmente elásticos, al igual que los estados límites de resistencia, excepto en el caso de ciertas vigas continuas para las cuales expresamente se permite un análisis inelástico, redistribución inelástica del momento flector negativo e investigación de la estabilidad. Los estados límites correspondientes a eventos extremos pueden requerir investigar el colapso en base a modelos totalmente inelásticos.

Los puentes muy flexibles, por ejemplo los puentes suspendidos o atirantados, se deberían analizar utilizando métodos elásticos no lineales, tales como la teoría de las grandes deformaciones.

La necesidad de realizar un modelado sofisticado de las fundaciones depende de la sensibilidad de la estructura a los movimientos de las fundaciones.

En algunos casos las fundaciones se pueden modelar de un modo muy sencillo, por ejemplo como un apoyo indeformable. En otros casos puede ser suficiente estimar el asentamiento. Si la respuesta estructural es particularmente sensible a las condiciones de borde, como en el caso de un arco de extremos fijos o el cálculo de frecuencias naturales, las fundaciones se deberían modelar rigurosamente para considerar las condiciones existentes. En lugar de utilizar un modelo riguroso, se pueden variar las condiciones de borde imponiendo límites extremos, tales como condición de “fijo” o “libre de restricciones,” y considerar las envolventes de las solicitudes.

### 4.5.2 Comportamiento de los Materiales Estructurales

#### 4.5.2.1 Comportamiento Elástico vs. Comportamiento Inelástico

Para los propósitos del análisis se deberá considerar que los materiales estructurales se comportan linealmente hasta un límite elástico, e inelásticamente luego de superar dicho límite.

Las acciones en el estado límite correspondiente a evento extremo se pueden acomodar tanto en el rango inelástico como en el rango elástico.

#### 4.5.2.2 Comportamiento Elástico

### C4.5.2.2

Las propiedades y características de elasticidad de los materiales deberán satisfacer los requisitos de las Secciones 5, 6, 7 y 8. Cuando corresponda, los cambios que sufren estos valores debido a la maduración del hormigón y a los efectos ambientales se deberían incluir en

el modelo.

Las propiedades de rigidez de los elementos de hormigón y los elementos compuestos se deberán basar en secciones fisuradas y/o no fisuradas consistentes con el comportamiento anticipado. Las características de rigidez de los puentes tipo viga y losa se pueden basar en la participación plena de los tableros de hormigón.

#### 4.5.2.3 Comportamiento Inelástico

Se deberá demostrar que las secciones de los componentes que pueden sufrir deformación inelástica son dúctiles o se ductilizan mediante confinamiento u otros medios. Si se utiliza un análisis inelástico se deberá determinar un mecanismo de falla de diseño preferido y la ubicación de las rótulas correspondientes. En el análisis se deberá comprobar que las fallas por corte, pandeo y adherencia de los componentes estructurales no preceden la formación de un mecanismo inelástico de flexión. Se debería considerar la sobrerresistencia no intencional que puede adquirir un componente en el cual se anticipa rotulación. Se deberá tomar en cuenta el deterioro de la integridad geométrica de la estructura que pueden provocar las grandes deformaciones.

El modelo inelástico se deberá basar ya sea en los resultados de ensayos físicos o bien en una representación del comportamiento carga-deformación validado mediante ensayos. Si se anticipa que se logrará comportamiento inelástico por medio de confinamiento, las probetas de ensayo deberán incluir los elementos que proveen dicho confinamiento. Si se anticipa que las solicitaciones extremas serán repetitivas, los ensayos deberán reflejar su naturaleza cíclica.

A menos que se especifique lo contrario, las tensiones y deformaciones se deberán basar en una distribución lineal de las deformaciones unitarias en la sección transversal de los componentes prismáticos. Se deberá considerar la deformación por corte de los componentes de gran altura. No se deberán superar los límites de deformación específica del hormigón, según lo especificado en la Sección 5.

Cuando corresponda, se deberá tomar en cuenta el comportamiento inelástico de los componentes comprimidos.

### 4.5.3 Geometría

#### 4.5.3.1 Teoría de las Pequeñas Deformaciones

Si la deformación de la estructura no origina un cambio significativo de las solicitaciones debido a un aumento de la excentricidad de las fuerzas de compresión o tracción,

Ensayos realizados indican que en el rango de comportamiento estructural elástico la fisuración del hormigón parece afectar poco el comportamiento global de las estructuras de puentes. Por lo tanto, para los propósitos del análisis estructural, este efecto se puede despreciar modelando el hormigón como no fisurado (*King et al.* 1975).

#### C4.5.2.3

Siempre que sea técnicamente posible, el mecanismo de falla preferido se deberá basar en una respuesta que en general permita grandes deformaciones que sirvan de advertencia antes de una falla estructural.

El mecanismo seleccionado se debería utilizar para estimar la solicitación extrema que se puede aplicar adyacente a una rótula.

La sobrerresistencia no intencional de un componente puede provocar la formación de una rótula plástica en una ubicación no deseada, generando un mecanismo diferente al proyectado.

#### C4.5.3.1

En general la teoría de las pequeñas deformaciones es adecuada para analizar puentes tipo viga. Los puentes que resisten cargas fundamentalmente a través de una cupla



dichas solicitaciones secundarias se pueden ignorar.

cuyas fuerzas de tracción y compresión permanecen esencialmente en ubicaciones fijas una respecto de la otra a medida que el puente se deforma, como en el caso de las cerchas y los arcos atirantados, generalmente no son sensibles a las deformaciones. Las columnas y estructuras en las cuales los momentos flectores aumentan o disminuyen por efecto de la deformación tienden a ser sensibles a las deformaciones. Estas estructuras incluyen los puentes suspendidos, los puentes atirantados muy flexibles y algunos arcos no atirantados.

En muchos casos el grado de sensibilidad se puede evaluar mediante un método aproximado de un solo paso, como por ejemplo el método del factor de amplificación de momentos. En los demás casos puede ser necesario realizar un análisis de segundo orden completo.

El límite tradicional entre las teorías de las pequeñas y grandes deformaciones se vuelve menos claro a medida que los puentes y sus componentes se vuelven más flexibles gracias a los avances en la tecnología de los materiales, la sustitución de límites de deformación obligatorios por límites opcionales y la tendencia hacia un diseño más preciso y optimizado. Al seleccionar un método de análisis el Ingeniero debe considerar todos estos aspectos.

#### 4.5.3.2 Teoría de las Grandes Deformaciones

##### 4.5.3.2.1 Requisitos Generales

Si la deformación de la estructura origina un cambio significativo de las solicitaciones, en las ecuaciones de equilibrio se deberán considerar los efectos de la deformación.

Los efectos de la deformación y falta de linealidad geométrica de los componentes se deberá incluir en los análisis de estabilidad y en los análisis de grandes deformaciones.

Para los componentes de hormigón esbeltos comprimidos, el análisis deberá considerar las características de los materiales que varían en función del tiempo y las tensiones.

En el análisis de pórticos y cerchas se deberían considerar los efectos de la interacción entre las fuerzas de tracción y compresión axial en componentes adyacentes.

##### C4.5.3.2.1

Un análisis de grandes deformaciones correctamente formulado es aquél que permite obtener todas las solicitaciones necesarias para el diseño. No requiere la aplicación posterior de factores de amplificación de momentos. La presencia de fuerzas de compresión axial amplifica tanto la falta de linealidad geométrica de un componente como la deformación provocada por las cargas no tangenciales que actúan sobre el mismo, consecuentemente aumentando la excentricidad de la fuerza axial con respecto al eje del componente. El efecto sinérgico de esta interacción es el aparente ablandamiento del componente, es decir, una pérdida de rigidez. Esto habitualmente recibe el nombre de efecto de segundo orden. Lo inverso es válido para la tracción. A medida que la tensión de compresión axial se vuelve un porcentaje mayor de la tensión de pandeo de Euler, este efecto se vuelve cada vez más significativo.

El efecto de segundo orden surge de la traslación de la carga aplicada, lo cual aumenta la excentricidad. Se considera una no linealidad geométrica, y típicamente se toma en cuenta resolviendo las ecuaciones de equilibrio de forma iterativa o bien utilizando términos de rigidez geométrica en el rango elástico (*Przemieniecki* 1968). El calculista debería tener presente las características de las

En el rango no lineal sólo se deberán utilizar cargas mayoradas, y no se deberá aplicar superposición de solicitaciones. En los análisis no lineales el orden de aplicación de las cargas deberá ser consistente con la aplicación de las cargas en la estructura real.

herramientas informáticas utilizadas, las hipótesis en las cuales se basan, y los procedimientos numéricos utilizados en el código fuente. White y Hajjar (1991) y Galambos (1988) presentan discusiones sobre este tema. Ambos trabajos se refieren a estructuras metálicas, pero la teoría y las aplicaciones son de uso generalizado. Ambos contienen numerosas referencias adicionales que resumen los conocimientos más avanzados en el área.

Debido a que un análisis de grandes deformaciones es inherentemente no lineal, las cargas no son proporcionales a los desplazamientos y no se pueden superponer. Por lo tanto, el orden de aplicación de las cargas puede ser importante y los enfoques tradicionales, tales como las funciones de influencia, no se pueden aplicar directamente. Las cargas se deberían aplicar en el orden que las experimenta la estructura, es decir, etapas de carga permanente correspondientes a peso propio seguidas por sobrecargas, etc. Si la estructura sufre deformación no lineal, las cargas se deberían aplicar de forma incremental tomando en cuenta los cambios de rigidez luego de cada incremento.

Cuando se lleva a cabo un análisis no lineal es conveniente realizar un análisis lineal como base y aplicar los procedimientos empleados en el problema a resolver a una estructura sencilla que se pueda analizar manualmente, tal como una viga en voladizo. Esto le permite al calculista observar y comprender su comportamiento de una manera que no es posible aplicando modelos más complejos.

#### 4.5.3.2.2 Métodos Aproximados

##### 4.5.3.2.2a Requisitos Generales

Cuando las Secciones 5, 6 y 7 lo permitan, los efectos de la deformación sobre las solicitaciones en vigas-columna y arcos que satisfacen los requisitos de estas Especificaciones se pueden aproximar por el método de ajuste de un solo paso conocido como amplificación de momentos.

##### C4.5.3.2.2a

El procedimiento de amplificación de momentos aquí descrito corresponde a una entre las diferentes variaciones posibles del proceso aproximado, y fue seleccionado como un compromiso entre precisión y sencillez de aplicación. Se cree que es conservador. En AISC (1993) el lector encontrará un procedimiento alternativo que se cree más preciso que el especificado en este documento. Este procedimiento alternativo requiere cálculos suplementarios que no son habituales cuando se diseña un puente con ayuda de modernos métodos computacionales.

En algunos casos la magnitud del movimiento implícito en el proceso de amplificación de momentos es físicamente imposible de lograr. Por ejemplo, el movimiento real de una pila puede estar limitado a la distancia entre los extremos de las vigas longitudinales y el paramento del estribo. En aquellos casos en los cuales el movimiento está limitado, los factores de amplificación de momentos de los elementos así limitados se pueden reducir de forma acorde.

4.5.3.2.2b *Amplificación de Momentos – Vigas-Columna*

C4.5.3.2.2b

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-1)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-2)$$

donde:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1,0 \quad (4.5.3.2.2b-3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} \quad (4.5.3.2.2b-4)$$

y donde:

$P_u$  = carga axial mayorada (N)

$P_e$  = carga de pandeo de Euler (N)

$\phi$  = factor de resistencia para compresión axial, especificado en las Secciones 5, 6 y 7 según corresponda

$M_{2b}$  = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N·mm)

$f_{2b}$  = tensión correspondiente a  $M_{2b}$  (MPa)

$M_{2s}$  = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral,  $\Delta$ , mayor que  $\ell_u/1500$ , calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N·mm)

$f_{2s}$  = tensión correspondiente a  $M_{2s}$  (MPa)

Para columnas compuestas de acero/hormigón la carga

de pandeo de Euler,  $P_e$ , se deberá determinar como se especifica en el Artículo 6.9.5.1. Para todos los demás casos  $P_e$  se deberá tomar como:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(K \ell_u)^2} \quad (4.5.3.2.2b-5)$$

donde:

$\ell_u$  = longitud no apoyada de un elemento comprimido (mm)

$K$  = factor de longitud efectiva como se especifica en el Artículo 4.6.2.5

$E$  = módulo de elasticidad (MPa)

$I$  = momento de inercia respecto del eje considerado ( $\text{mm}^4$ )

Para los elementos comprimidos de hormigón también se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.4.3.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral,  $\delta_s$  se deberá tomar como 1,0 a menos que un análisis indique que se puede utilizar un valor menor. Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral,  $\delta_b$  se deberá determinar como para un elemento arriostrado y  $\delta_s$  como para un elemento no arriostrado.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos,  $C_m$  se puede tomar como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \quad (4.5.3.2.2b-6)$$

En el Capítulo C del comentario de AISC (1994), se demuestra que el anterior límite  $C_m \geq 0,4$  es innecesario.

donde:

$M_{1b}$  = menor momento de extremo

$M_{2b}$  = mayor momento de extremo

La relación  $M_{1b}/M_{2b}$  se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona con doble curvatura.

Para todos los demás casos  $C_m$  se deberá tomar como 1,0.

En las estructuras que no están arriostradas contra el desplazamiento lateral, los elementos flexionados y unidades de la fundación que forman pórticos con el elemento comprimido se deberán diseñar para la sumatoria de los momentos de extremo del elemento comprimido en

la unión.

Si los elementos comprimidos están sujetos a flexión respecto de ambos ejes principales, el momento respecto de cada eje se deberá amplificar aplicando  $\delta$ , determinado a partir de las correspondientes condiciones de restricción respecto de dicho eje.

Si un grupo de elementos comprimidos en un nivel comprende un caballete, o si están conectados de manera integral a la misma superestructura, y resisten el desplazamiento lateral de la estructura colectivamente, el valor de  $\delta$ , se deberá calcular para el grupo de elementos con  $\sum P_u$  y  $\sum P_e$  igual a las sumatorias para todas las columnas del grupo.

4.5.3.2.2c Amplificación de Momentos – Arcos

Los momentos debidos a sobrecargas e impactos obtenidos mediante un análisis de pequeñas deformaciones se deberán amplificar aplicando el factor de amplificación,  $\delta_b$ , según lo especificado en el Artículo 4.5.3.2.2b, con las siguientes definiciones:

$\ell_u$  = semilongitud de la nervadura del arco (mm)

$K$  = factor de longitud efectiva especificado en la Tabla 1

$C_m = 1,0$

**Tabla 4.5.2.2c-1 – Valores de  $K$  para longitud efectiva de nervaduras de arco**

Relación Flecha / Longitud	Arco Triarticulado	Arco Biarticulado	Arco Fijo
0,1 – 0,2	1,16	1,04	0,70
0,2 – 0,3	1,13	1,10	0,70
0,3 – 0,4	1,16	1,16	0,72

4.5.3.2.3 Métodos Refinados

Los métodos de análisis refinados se deberán basar en el concepto de fuerzas satisfaciendo equilibrio en una posición deformada.

4.5.4 Condiciones de Borde de los Modelos

Las condiciones de borde deberán representar las características reales de apoyo y continuidad.

Las condiciones de fundación se deberán modelar de manera que representen las propiedades del suelo que

C4.5.3.2.3

El equilibrio flexional en una posición deformada se puede satisfacer iterativamente resolviendo un conjunto de ecuaciones simultáneas, o bien evaluando una solución cerrada formulada utilizando la geometría desplazada.

C4.5.4

Si no es posible evaluar con precisión las condiciones de borde, se pueden establecer límites para sus efectos.

subyace al puente, la interacción suelo-pilote y las propiedades elásticas de los pilotes.

#### 4.5.5 Elementos Equivalentes

Los componentes no prismáticos se pueden modelar discretizando los componentes en un número de elementos de un reticulado con propiedades de rigidez representativas de la estructura real en la ubicación del elemento.

Los componentes o grupos de componentes de puentes de sección transversal constante o variable se pueden modelar como un único componente equivalente, siempre que éste represente todas las propiedades de rigidez de los componentes o grupos de componentes. Las propiedades de rigidez equivalentes se pueden obtener mediante soluciones cerradas, integración numérica, análisis de submodelos y analogías en serie y en paralelo.

### 4.6 ANÁLISIS ESTÁTICO

#### 4.6.1 Influencia de la Geometría en Planta

##### 4.6.1.1 Relación de Aspecto en Planta

Si la longitud de tramo de una superestructura con secciones transversales cerradas rígidas a la torsión es mayor que 2,5 veces su ancho, la superestructura se puede idealizar como una viga de alma única. Para aplicar este criterio se deberán utilizar las siguientes definiciones referentes a las dimensiones:

- Ancho – ancho del núcleo de un tablero monolítico, o distancia media entre las caras externas de las almas exteriores.
- Longitud para puentes rectangulares simplemente apoyados – distancia entre juntas del tablero.
- Longitud para puentes continuos y/o puentes oblicuos – longitud del lado mayor del rectángulo que se puede dibujar dentro de la vista en planta del ancho del tramo más pequeño, según lo aquí definido.

#### C4.5.5

Se pueden utilizar los elementos de pórtico estándares disponibles en los programas de análisis. La cantidad de elementos requeridos para modelar la variación no prismática depende del tipo de comportamiento modelado, por ejemplo, análisis estático, dinámico o de estabilidad. Típicamente, con ocho elementos por tramo se obtiene un grado de precisión suficiente para las acciones en una viga cargada estáticamente con propiedades seccionales que varían gradualmente. Se requieren menos elementos para construir modelos para análisis de deformación y frecuencias.

Alternativamente, se pueden utilizar elementos que se basan en los ahusamientos y secciones transversales supuestos. Karabalis (1983) presenta un examen exhaustivo de este tema. Contiene formas explícitas de los coeficientes de rigidez para secciones rectangulares linealmente ahusadas, secciones con alas y secciones tipo cajón. Aristizabal (1987) presenta ecuaciones similares en un formato sencillo que se pueden implementar fácilmente en programas de software que se basan en la rigidez. Además, tanto Karabalis (1983) como Aristizabal (1987) presentan gran cantidad de bibliografía.

##### C4.6.1.1

Si la distorsión transversal de una superestructura es pequeña con respecto a la deformación longitudinal, la primera no afecta significativamente la distribución de las cargas, y por lo tanto la idealización en forma de una viga equivalente resulta apropiada. La distorsión transversal relativa depende de la relación entre el ancho y la altura de la estructura, dependiendo esta última a su vez de la longitud. Por lo tanto, los límites de esta idealización se determinan en términos de la relación ancho-longitud efectiva.

Según corresponda se han de superponer las torsiones, momentos, cortes y fuerzas de reacción simultáneas. La idealización en forma de viga equivalente no anula la necesidad de investigar el alabeo de las estructuras metálicas. En todas las idealizaciones en forma de viga equivalente la excentricidad de las cargas se debería considerar con respecto al eje de la viga equivalente.

Esta restricción no se aplica a las vigas tipo cajón de múltiples células hormigonadas in situ.

4.6.1.2 Estructuras de Planta Curva

4.6.1.2.1 Requisitos Generales

Excepto en el caso de las vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ, los segmentos de las superestructuras de planta curva que tienen secciones cerradas rígidas a la torsión y cuyo ángulo central subtendido por un tramo o porción curva es menor que 12,0° se pueden analizar como si el segmento fuera recto. Las vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ de planta curva se pueden diseñar como una viga de alma única de segmentos rectos, para ángulos centrales de hasta 34° en un tramo, a menos que otras solicitaciones determinen lo contrario.

Los efectos de la curvatura se pueden despreciar en las secciones transversales abiertas cuyo radio es tal que el ángulo central subtendido por cada tramo es menor que el valor indicado en la Tabla 1.

Tabla 4.6.1.2.1-1 – Ángulo central límite para despreciar la curvatura al determinar los momentos flectores primarios

Número de vigas	Ángulo para un tramo	Ángulo para dos o más tramos
2	2°	3°
3 ó 4	3°	4°
5 ó más	4°	5°

4.6.1.2.2 Superestructuras de Una Sola Viga Rígidas a la Torsión

Una superestructura de una sola viga, de planta curva, rígida a la torsión, que satisface los requisitos del Artículo 4.6.1.1 se puede analizar para las solicitaciones globales como si se tratara de una viga de eje curvo.

La ubicación del eje de esta viga se deberá tomar en el centro de gravedad de su sección transversal, y la excentricidad de las cargas permanentes se deberá establecer mediante consideraciones volumétricas.

4.6.1.2.3 Superestructuras de Múltiples Vigas

A excepción de las superestructuras de una sola viga

C4.6.1.2.1

El ángulo límite especificado para las secciones cerradas rígidas a la torsión corresponde a una excentricidad de alrededor de 2,5 por ciento de la longitud de la curva horizontal. La experiencia analítica indica que la excentricidad debida a pequeñas curvaturas sólo provoca solicitaciones despreciables.

En un estudio realizado por la Universidad de California, Davis (para Caltrans) indica que, si se utilizan segmentos rectos en tramos con ángulos centrales de hasta 34° en un tramo, los factores de distribución utilizados en las expresiones del diseño por factores de carga y resistencia se comparan favorablemente con los factores de distribución de los análisis de mallas.

C4.6.1.2.2

Para que sean aplicables los requisitos sobre relación de aspecto del Artículo 4.6.1.1, tal como se especifica, la planta se debe linealizar hipotéticamente. Las solicitaciones se deberían calcular en base a la geometría curva real.

En las secciones transversales simétricas el centro de gravedad de las cargas permanentes no coincide con el centro de gravedad. Es necesario investigar el centro de corte de la sección transversal y la excentricidad resultante.

C4.6.1.2.3

Este requisito es consistente con el límite de

rígidas a la torsión, las superestructuras de planta curva se pueden analizar como mallas o continuos en los cuales se asume que los segmentos de las vigas longitudinales entre nodos son rectos. La excentricidad real del segmento comprendido entre nodos no deberá ser mayor que 2,5 por ciento de la longitud del segmento.

## 4.6.2 Métodos de Análisis Aproximados

### 4.6.2.1 Tableros

#### 4.6.2.1.1 Requisitos Generales

Un método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para los tableros, excepto para aquellos tableros formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.1.8.

Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

excentricidad especificado en el Artículo 4.6.1.2.1.

#### C4.6.2.1.1

Este modelo es análogo al de ediciones anteriores de las Especificaciones AASHTO.

Para determinar los anchos de las fajas se consideran los efectos de la flexión en la dirección secundaria y la torsión sobre la distribución de las solicitaciones internas, a fin de obtener solicitaciones de flexión que se aproximen a las que se obtendrían mediante un método de análisis más refinado.

Dependiendo del tipo de tablero, para el modelado y diseño en la dirección secundaria se puede utilizar una de las siguientes aproximaciones:

- Diseñar la faja secundaria de manera similar a la faja primaria, con todos los estados límites aplicables;
- Determinar los requisitos de resistencia en la dirección secundaria como un porcentaje de los requisitos correspondientes a la dirección primaria como se especifica en el Artículo 9.7.3.2 (es decir, aplicar el enfoque tradicional para losas de hormigón armado de las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares AASHTO); o
- Especificar requisitos estructurales y/o geométricos mínimos para la dirección secundaria independientemente de las solicitaciones reales, como se hace para la mayoría de los tableros de madera.

El modelo aproximado de las fajas se basa en tableros rectangulares. En la actualidad, a nivel nacional, aproximadamente dos tercios de todos los puentes son oblicuos. Aunque la oblicuidad en general tiende a disminuir las solicitaciones extremas, también produce momentos negativos en las esquinas, momentos torsores en las zonas de los extremos, una considerable redistribución de las reacciones, además de una variedad de fenómenos estructurales que deberían ser considerados en el diseño.



#### 4.6.2.1.2 Aplicabilidad

En lugar de realizar un análisis, estará permitido utilizar ayudas para el diseño para diseñar tableros que contienen elementos prefabricados, siempre que comportamiento del tablero está documentado y avalado por evidencia técnica suficiente. El Ingeniero será responsable por la precisión e implementación de cualquier ayuda para el diseño utilizada.

Para puentes de losa y losas de hormigón de más de 4600 mm de longitud y que se extienden fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.3.

#### 4.6.2.1.3 Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 1. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1000 mm en el caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 3600 mm para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles. Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja especificado en la Tabla 1 para vuelos de tableros. Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho. En la Tabla 1 se utiliza la siguiente simbología:

$S$  = separación de los elementos de apoyo (mm)

$h$  = altura del tablero (mm)

$L$  = longitud de tramo del tablero (mm)

$P$  = carga de eje (N)

$S_b$  = separación de las barras del emparrillado (mm)

$+M$  = momento positivo

$-M$  = momento negativo

$X$  = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

#### C4.6.2.1.3

Los valores indicados para anchos de faja equivalente y requisitos de resistencia en la dirección secundaria se basan en experiencias previas. Con el advenimiento de experiencia práctica y futuros trabajos de investigación será posible refinar estos valores.

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, dividir la carga total en un único carril de diseño por el ancho de faja calculado.

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> <li>Colado in situ</li> <li>Colado in situ con encofrados perdidos</li> <li>Prefabricado, postesado</li> </ul>	Vuelo  Paralela o perpendicular  Paralela o perpendicular  Paralela o perpendicular	$1140 + 0,833X$  $+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$  $+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$  $+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$
Acero: <ul style="list-style-type: none"> <li>Emparrillado abierto</li> <li>Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos</li> <li>Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos</li> </ul>	Barras principales  Barras principales  Barras principales	$0,007P + 4,0S_b$  Se aplica el artículo 4.6.2.1.8  Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera: <ul style="list-style-type: none"> <li>Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> <li>No interconectada</li> <li>Interconectada</li> </ul> </li> <li>Laminada y tesada</li> <li>Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> <li>Tableros continuos o paneles interconectados</li> <li>Paneles no interconectados</li> </ul> </li> </ul>	Paralela Perpendicular  Paralela Perpendicular  Paralela Perpendicular  Paralela Perpendicular  Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$  $2280h + 0,07L$ $4,0h + 760$  $0,066S + 2740$ $0,84S + 610$  $2,0h + 760$ $4,0h + 1020$  $2,0h + 760$ $2,0h + 1020$

Los tableros de tablonos de madera se deberán diseñar para la carga de rueda del camión de diseño distribuida en la totalidad del área de contacto de los neumáticos. Para los tablonos transversales, es decir para los tablonos perpendiculares a la dirección del tráfico:

- Si  $w_p \geq 250$  mm, se deberá asumir que la totalidad del ancho del tablón soporta la carga de rueda.
- Si  $w_p < 250$  mm, la porción de la carga de rueda soportada por un tablón se deberá determinar como la relación entre  $w_p$  y 250 mm.

Para los tablonos longitudinales:

- Si  $w_p \geq 500$  mm, se deberá asumir que la totalidad del ancho del tablón soporta la carga de rueda.
- Si  $w_p < 500$  mm, la porción de la carga de rueda soportada por un tablón se deberá determinar como la relación entre  $w_p$  y 500 mm.

donde:

$w_p$  = ancho del tablón (mm)

#### 4.6.2.1.4 Ancho de las Fajas Equivalentes en los Bordes de las Losas

##### 4.6.2.1.4a Requisitos Generales

A los fines del diseño, la viga de borde ideal se deberá tomar como una faja de tablero de ancho reducido aquí especificada, más cualquier aumento de altura localizado o protuberancia similar que actúe como rigidizador del tablero. Se asumirá que las vigas de borde soportan una línea de ruedas y, cuando corresponda, una porción tributaria de la carga de carril de diseño.

##### 4.6.2.1.4b Bordes Longitudinales

Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección del tráfico, el ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, más 300 mm, más la mitad del ancho de faja especificado en los Artículos 4.6.2.1.3 ó 4.6.2.3, según corresponda. El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de faja total ni mayor que 1800 mm.

##### 4.6.2.1.4c Bordes Transversales

Para los tableros de puentes formados por tablonos de madera solamente se especifica la carga de rueda. Agregar la carga de carril provocará apenas un aumento despreciable de las solicitaciones. Sin embargo, la carga de carril se puede utilizar para mantener la uniformidad del Código.

El ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde transversal del tablero y el eje de la primera línea de apoyo del tablero, generalmente tomada como el alma de una viga, más la mitad del ancho de faja especificado en el Artículo 4.6.2.1.3. El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de faja total especificado en el Artículo 4.6.2.1.3.

#### 4.6.2.1.5 Distribución de las Cargas de Rueda

Si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es mayor que 1,5 veces la separación en la dirección primaria, se deberá considerar que todas las cargas de rueda están aplicadas en la faja primaria, y en la dirección secundaria se pueden aplicar los requisitos del Artículo 9.7.3.2.

Si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es menor que 1,5 veces la separación en la dirección primaria, el tablero se deberá modelar como un sistema de fajas que se intersecan.

El ancho de las fajas equivalentes en ambas direcciones se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1. Cada carga de rueda se deberá distribuir entre dos fajas que se intersecan. La distribución se deberá determinar como la relación entre la rigidez de la faja y la sumatoria de las rigideces de las fajas que se intersecan. En ausencia de cálculos más precisos, la rigidez de la faja,  $k_s$ , se puede estimar como:

$$k_s = \frac{E I_s}{S^3} \quad (4.6.2.1.5-1)$$

donde:

$I_s$  = momento de inercia de la faja equivalente ( $\text{mm}^4$ )

$S$  = separación de los componentes de apoyo (mm)

#### 4.6.2.1.6 Cálculo de Solicitaciones

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual a la longitud del área de contacto de los neumáticos, como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.5, más la profundidad del tablero. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría

#### C4.6.2.1.5

Este artículo intenta aclarar la aplicación del enfoque tradicional de AASHTO al caso de los tableros continuos.

#### C4.6.2.1.6

Esta es una desviación respecto del enfoque tradicional que se basa en aplicar una corrección por continuidad a los resultados obtenidos analizando tramos simplemente apoyados. En ausencia de cálculos más precisos, en el Apéndice A4.1 se pueden hallar los momentos de diseño debidos a las sobrecargas no mayoradas para muchos casos prácticos de losas de tableros de hormigón.

En los tramos cortos las solicitaciones calculadas utilizando la huella podrían ser significativamente menores, y más realistas, que las solicitaciones calculadas utilizando cargas concentradas.

de vigas clásica.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- Para construcciones monolíticas y vigas cajón de hormigón – en la cara del componente de apoyo;
- Para vigas de acero y madera – un cuarto del ancho de ala a partir del eje del apoyo;
- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te – un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Para los propósitos del presente artículo, cada una de las almas de una viga cajón de acero u hormigón se puede tratar como un componente de apoyo independiente.

#### 4.6.2.1.7 Acción de Pórtico de la Sección Transversal

Si un tablero forma parte integral de una sección transversal celular o tipo cajón, es probable que la rigidez flexional y/o torsional de los componentes de apoyo de la sección transversal (es decir, las almas y el ala inferior) provoquen solicitaciones significativas en el tablero. Estos componentes se deberán incluir en el análisis del tablero.

Si la longitud de un segmento de pórtico se modela como el ancho de una faja equivalente se pueden utilizar los requisitos de los Artículos 4.6.2.1.3, 4.6.2.1.5 y 4.6.2.1.6.

#### 4.6.2.1.8 Solicitaciones Debidas a la Sobrecarga para Emparrillados con Vanos Total y Parcialmente Llenos y para Tableros Emparrillados con Vanos no Llenos Compuestos con Losas de Hormigón Armado

En el código actual la reducción del momento negativo y el corte reemplaza el efecto de la longitud de tramo reducida. Las secciones de diseño indicadas se pueden aplicar a vuelos de tableros y a porciones de tableros comprendidas entre largueros o líneas de apoyo similares.

Anteriormente la práctica consistía en no verificar el corte en los tableros típicos. Se incluye una sección sobre diseño al corte que se puede utilizar en situaciones no tradicionales. No es la intención de este artículo exigir que se investigue el corte en todos los tableros.

#### C4.6.2.1.7

El modelo utilizado es básicamente una faja transversal segmental, donde se incluye la continuidad flexional aportada por las almas y el ala inferior. Este tipo de modelo se limita al caso de secciones transversales cerradas. En las estructuras sección abierta también hay un grado de acción de pórtico, pero esta acción sólo se puede determinar mediante análisis complejos y refinados.

En las superestructuras habituales de vigas y losas se puede despreciar la acción de pórtico de la sección transversal. Si la losa es soportada por vigas cajón o está integrada en una sección transversal celular, los efectos de la acción de pórtico podrían ser considerables. Esta acción generalmente disminuye los momentos positivos, pero puede aumentar los momentos negativos y provocar la fisuración del tablero. Para las estructuras de mayor tamaño un análisis tridimensional puede ser de gran utilidad. Para las estructuras de menor tamaño el análisis se podría restringir a un segmento del puente cuya longitud sea igual al ancho de una faja equivalente.

Las solicitaciones extremas se pueden calcular combinando:

- La respuesta longitudinal de la superestructura aproximada mediante la teoría clásica de vigas, y
- La respuesta flexional transversal modelada como un pórtico transversal.

#### C4.6.2.1.8

Los momentos en el tablero debidos a las sobrecargas, en N·mm/mm, se pueden determinar como:

- Barras principales perpendiculares a la dirección del tráfico:

Para  $L \leq 3000$  mm

$$M_{transv.} = 1290 D^{0,197} L^{0,459} C \quad (4.6.2.1.8-1)$$

Para  $L > 3000$  mm

$$M_{transv.} = \frac{5300 D^{0,188} (L^{1,35} - 20\,400)}{L} (C) \quad (4.6.2.1.8-2)$$

- Barras principales paralelas a la dirección del tráfico:

Para  $L \leq 3000$  mm

$$M_{paralelo} = 408 D^{0,123} L^{0,64} C \quad (4.6.2.1.8-3)$$

Para  $L > 3000$  mm

$$M_{paralelo} = \frac{3405 D^{0,138} (L^{1,429} - 34\,900)}{L} (C) \quad (4.6.2.1.8-2)$$

donde:

$L$  = longitud de tramo entre centros de los apoyos (mm)

$C$  = factor de continuidad igual a 1,0 para tramos simplemente apoyados y 0,8 para tramos continuos

$D = D_x/D_y$

$D_x$  = rigidez flexional del tablero en la dirección de las barras principales (N·mm<sup>2</sup>/mm)

$D_y$  = rigidez flexional del tablero perpendicular a la dirección de las barras principales (N·mm<sup>2</sup>/mm)

Para los tableros emparrillados,  $D_x$  y  $D_y$  se deberían calcular como  $EI_x$  y  $EI_y$ , siendo  $E$  el módulo de elasticidad e  $I_x$  e  $I_y$  el momento de inercia por unidad de ancho del tablero, considerando la sección como fisurada y utilizando el método de las áreas transformadas para la

Las ecuaciones de momento surgen de la teoría de placas ortótropas considerando las sobrecargas vehiculares especificadas en el Artículo 3.6. Las expresiones toman en cuenta las combinaciones de cargas mayoradas relevantes, incluyendo las cargas de camión y tandem. Las ecuaciones de momento también consideran el incremento por carga dinámica, los factores de presencia múltiple, y la posición de la carga sobre el tablero que produce el mayor momento posible.

El momento negativo se puede determinar multiplicando el máximo momento positivo de un tramo simple por el factor de continuidad,  $C$ .

El factor de reducción igual a 3,0 especificado en la última frase del Artículo 4.6.2.1.8 contempla un menor incremento por carga dinámica (15 por ciento en lugar de 33 por ciento), un menor factor de carga (0,75 en lugar de 1,75) y un factor de presencia múltiple unitario (1,0 en lugar de 1,2) al considerar la fatiga. El uso de las Ecuaciones 1 y 3 para todos los tramos es adecuado, ya que las Ecuaciones 1 y 3 reflejan un camión de diseño individual en tramos cortos, mientras que las Ecuaciones 2 y 4 reflejan la influencia de múltiples tandems de diseño que controlan la envolvente de momentos en tramos de mayor longitud. La aproximación permite obtener estimaciones razonables de los momentos de fatiga; sin embargo, se pueden determinar estimaciones mejoradas utilizando para la fatiga una carga de camión distribuida en la fórmula de serie infinita desarrollada por Higgins (2003).

Los valores reales de  $D_x$  y  $D_y$  pueden variar considerablemente dependiendo del diseño específico del tablero; es posible que los momentos de diseño obtenidos utilizando valores supuestos que se basan exclusivamente en el tipo general de tablero sean no conservadores. La

dirección de las barras principales y perpendicular a la dirección de las barras principales, respectivamente.

Para evaluar la fatiga, los momentos en todas las longitudes de tramo se pueden estimar reduciendo la Ecuación 1 (barras principales perpendiculares al tráfico) o la Ecuación 3 (barras principales paralelas al tráfico) mediante la aplicación de un factor igual a 3.

La deflexión, en mm, debida a la sobrecarga vehicular se puede determinar como:

- Barras principales perpendiculares a la dirección del tráfico:

$$\Delta_{transv.} = \frac{0,91D^{0,19}L^3}{D_x} \quad (4.6.2.1.8-5)$$

- Barras principales paralelas a la dirección del tráfico:

$$\Delta_{transv.} = \frac{1,26D^{0,11}L^3}{D_x} \quad (4.6.2.1.8-6)$$

#### 4.6.2.1.9 Análisis Inelástico

El Propietario puede permitir un análisis inelástico por el método de los elementos finitos o por el método de las líneas de fluencia.

### 4.6.2.2 Puentes de Viga y Losa

#### 4.6.2.2.1 Aplicación

A excepción de lo especificado en el Artículo 4.6.2.2.4, los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a puentes que se analizan para:

- Un único carril de carga, o
- Múltiples carriles de sobrecarga que produce aproximadamente la misma sollicitación por carril.

Si un carril está cargado con un vehículo especial o con un vehículo de circulación restringida, la sollicitación de diseño en cada viga resultante del tráfico mixto se puede determinar como se especifica en el Artículo 4.6.2.2.4.

Para separación entre vigas mayor que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, a menos que este documento especifique lo contrario, la sobrecarga sobre cada viga deberá ser la reacción de los carriles cargados determinada según la ley de momentos.

rigidez flexional en cada dirección se debería calcular analíticamente como  $EI$ , considerando la sección como fisurada y utilizando el método de las áreas transformadas.

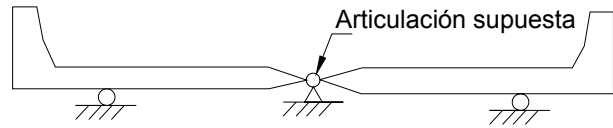
Estas expresiones permiten calcular el desplazamiento en el centro del tramo de un tablero bajo cargas de servicio. Las expresiones se basan en la teoría de placas ortótropas y consideran las cargas de camión y de tandem en un tablero simplemente apoyado.

Para los tableros que son continuos sobre tres o más apoyos se puede reducir la deflexión. Un factor de reducción igual a 0,8 resulta conservador.

#### C4.6.2.2.1

La ley de momentos implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo suponiendo que el elemento soportado está articulado en los apoyos interiores.

Para aplicar la ley de momentos a un puente de tres vigas, el modelo ideal se debería tomar como se indica en la Figura C1. Para hallar la reacción en la viga exterior los momentos se deberían tomar respecto de la articulación supuesta o ideal del tablero sobre la viga central.



**Figura C4.6.2.2.1-1 – Modelo ideal para aplicar la ley de momentos a puentes de tres vigas**

Los requisitos del Artículo 3.6.1.1.2 especifican que los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.

Los puentes que no satisfacen los requisitos del presente artículo se deberán analizar como se especifica en el Artículo 4.6.3.

La distribución de la sobrecarga, especificada en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, se puede utilizar para vigas y largueros, excepto en el caso de múltiples vigas cajón de acero con tableros de hormigón que satisfacen las siguientes condiciones y cualquier otra condición identificada en las tablas de factores de distribución especificadas en este documento:

- El ancho del tablero es constante;
- A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro;
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez;
- A menos que se especifique lo contrario, la parte de vuelo correspondiente a la calzada,  $d_e$ , no es mayor que 910 mm;
- La curvatura en planta es menor que el límite especificado en el Artículo 4.6.1.2; y
- La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la Tabla 1.

Los requisitos de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 que no figuran en las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares provienen fundamentalmente de Zokaie et al. (1991). Los factores de corrección para continuidad se eliminaron por dos motivos:

- Se creyó que los factores de corrección del orden de 5 por ciento implicaban niveles de precisión no compatibles con un método aproximado, y
- El análisis de numerosos puentes tipo viga y losa indica que los coeficientes de distribución para momentos negativos exceden aquellos obtenidos para momentos positivos en aproximadamente 10 por ciento. Por otra parte, se ha observado que las tensiones en un apoyo interno o próximas a un apoyo interno se reducen debido a la distribución en abanico de la fuerza de reacción. Esta reducción tiene aproximadamente la misma magnitud que el aumento de los factores de distribución, por lo tanto ambos tienden a cancelarse mutuamente y por este motivo fueron eliminados de estas Especificaciones.

En el caso de la Combinación de Cargas para el Estado Límite de Resistencia II, aplicar un procedimiento de factores de distribución a una situación de carga que involucra cargas pesadas de circulación restringida puede resultar extremadamente conservador, a menos que haya factores de distribución entre carriles disponibles. Utilizando métodos de análisis refinados se evitará este problema.

Se puede utilizar un enfoque racional para extender el campo de aplicación de los requisitos del presente artículo a puentes con vigas achaflanadas. El factor de distribución para sobrecarga en cualquier punto del tramo se puede calcular fijando la separación de las vigas que se utiliza en las ecuaciones de este artículo igual a la semisuma de la distancia entre el centro de la viga considerada y las dos vigas a ambos lados. Se obtiene así un factor de distribución que varía en función de la longitud de la viga. Aunque el factor de distribución variable es correcto desde el punto de vista teórico, no es compatible con los programas y software existentes que sólo permiten utilizar un factor de distribución constante. Para utilizar este tipo



Si existen pequeñas desviaciones respecto del ancho constante del tablero o el paralelismo entre las vigas, se pueden utilizar las ecuaciones que aparecen en las tablas de factores de distribución juntamente con un valor adecuado de la separación de las vigas.

Los tipos de puentes con vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ se pueden diseñar como estructuras que abarcan la totalidad del ancho. Estos tipos de secciones transversales se deberán diseñar para los factores de distribución de sobrecarga especificados en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 para vigas interiores, multiplicando por el número de vigas, es decir por el número de almas.

En el Artículo 4.6.2.2.2b se especifican requisitos adicionales para múltiples vigas cajón de acero con tableros de hormigón.

Si un puente satisface las condiciones aquí especificadas, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas y/o largueros.

Los factores de distribución de sobrecarga aquí especificados se pueden utilizar para vehículos de circulación restringida cuyo ancho total sea comparable con el ancho del camión de diseño.

En las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 se utiliza la siguiente simbología:

$A$  = área de la viga o larguero ( $\text{mm}^2$ )

$b$  = ancho de la viga (mm)

$C$  = parámetro de rigidez

$D$  = ancho de distribución por carril (mm)

$d$  = profundidad de la viga o larguero (mm)

$d_e$  = distancia entre el alma exterior de una viga exterior

de programas se podrían introducir simplificaciones adicionales. Una simplificación adicional podría ser ejecutar el programa un número de veces igual al número de tramos del puente. En cada ejecución del programa la separación entre vigas se fija igual a la máxima separación entre vigas en un tramo, y los resultados obtenidos se aplican para dicho tramo. El diseño obtenido con este enfoque seguramente será conservador. En el pasado, algunas jurisdicciones aplicaban este enfoque, pero utilizaban la separación entre vigas en los puntos correspondientes a 2/3 o 3/4 del tramo. Esto último también puede ser una aproximación aceptable.

La mayoría de las expresiones para los factores de distribución fueron desarrolladas para ancho de tablero constante y vigas paralelas. Diseños ya realizados con desviaciones moderadas respecto de estas dos hipótesis se comportaron satisfactoriamente cuando se utilizaron los factores de distribución  $S/D$ . Aunque los factores de distribución aquí especificados son más representativos del comportamiento real de los puentes, el sentido común indica que algunas excepciones aún deberían estar permitidas, especialmente si el parámetro  $S$  se selecciona criteriosamente.

Diseñar como si se tratara de una estructura que abarca la totalidad del ancho es apropiado en el caso de las secciones transversales rígidas a la torsión en las cuales las cargas se reparten entre las vigas y las cargas de torsión son difíciles de estimar. La fuerza de pretensado se debería distribuir de forma uniforme entre las vigas. Las relaciones entre el ancho y la altura de las células debería ser de aproximadamente 2:1.

En ausencia de cálculos más precisos, la constante torsional de St. Venant,  $J$ , se puede determinar de la siguiente manera:

- Para vigas abiertas de pared delgada:

$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 \quad (\text{C4.6.2.2.1-1})$$

- Para secciones abiertas robustas, por ejemplo vigas doble Te pretensadas, vigas Te y secciones macizas pretensadas:

$$J = \frac{A^4}{40,0 I_p} \quad (\text{C4.6.2.2.1-2})$$

- Para geometrías cerradas de pared delgada:

y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

$e$  = factor de corrección

$g$  = factor de distribución

$I_p$  = momento de inercia polar (mm<sup>4</sup>)

$J$  = constante torsional de St. Venant (mm<sup>4</sup>)

$K$  = constante para diferentes tipos de construcción

$K_g$  = parámetro de rigidez longitudinal (mm<sup>4</sup>)

$L$  = longitud de tramo de la viga (mm)

$N_b$  = número de vigas o largueros

$N_c$  = número de células de una viga cajón de hormigón

$N_L$  = número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 3.6.1.1.1

$S$  = separación entre vigas o almas (mm)

$t_g$  = profundidad de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobrecapa de hormigón o componente de hormigón estructural integral, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (mm)

$t_o$  = profundidad de la sobrecapa estructural (mm)

$t_s$  = profundidad de la losa de hormigón (mm)

$W$  = ancho entre bordes de un puente (mm)

$W_e$  = un medio de la separación entre almas, más el vuelo total (mm)

$\theta$  = ángulo de oblicuidad (°)

$\mu$  = coeficiente de Poisson

A menos que se especifique lo contrario, los parámetros de rigidez para área, momentos de inercia y rigidez torsional utilizados aquí y en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 se deberán tomar como los correspondientes a la sección transversal a la cual se aplicará el tráfico, es decir, generalmente a la sección compuesta.

El parámetro de rigidez longitudinal,  $K_g$ , se deberá tomar como:

$$K_g = n (I + A e_g^2) \quad (4.6.2.2.1-1)$$

donde:

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad (4.6.2.2.1-2)$$

$$J = \frac{4 A_o^2}{\sum \frac{s}{t}} \quad (C4.6.2.2.1-3)$$

donde:

$b$  = ancho del elemento tipo placa (mm)

$t$  = espesor del elemento tipo placa (mm)

$A$  = área de la sección transversal (mm<sup>2</sup>)

$I_p$  = momento de inercia polar (mm<sup>4</sup>)

$A_o$  = área encerrada por los ejes de los elementos (mm<sup>2</sup>)

$s$  = longitud de un elemento lateral (mm)

Se ha demostrado que la Ecuación C2 subestima considerablemente la rigidez torsional de algunas vigas doble T de hormigón. En el trabajo de Eby et al. (1973) se puede hallar una aproximación más precisa, aunque también más compleja.

La intención del postesado transversal que se aquí especifica para algunas secciones es lograr que las unidades actúen de manera conjunta. Se recomienda utilizar como mínimo una tensión de pretensado igual a 1,7 MPa.

Para las vigas cuyo momento de inercia es variable  $K_g$  se puede basar en las propiedades medias.

En la Tabla 1 se ilustran las juntas longitudinales entre unidades prefabricadas en la sección transversal de puentes tipo “f,” “g,” “h,” “i,” y “j.” Si están suficientemente interconectadas, este tipo de construcción actúa como una unidad monolítica. En el Artículo 5.14.4.3.3f una junta totalmente interconectada se identifica como una junta de corte flexional. Este tipo de interconexión se puede mejorar ya sea postensando transversalmente con la intensidad arriba indicada o bien colocando una sobrecapa estructural reforzada, también especificada en el Artículo 5.14.4.3.3f, o combinando ambas acciones. El uso de barras transversales de acero dulce u otros pasadores similares no se considera suficiente para lograr una continuidad flexional transversal total, a menos que esta continuidad se pueda demostrar mediante ensayos o experiencias del pasado. En general, se cree que el postesado es más efectivo que una sobrecapa estructural, siempre que se logre la intensidad especificada.

En algunos casos el límite inferior del espesor de losa de tablero,  $t_s$ , indicado en la columna de rango de aplicabilidad de las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 es menor que 180 mm. Los estudios utilizados

y donde:

$E_B$  = módulo de elasticidad del material de la viga (MPa)

$E_D$  = módulo de elasticidad del material del tablero (MPa)

$I$  = momento de inercia de la viga (mm<sup>4</sup>)

$e_g$  = distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

Los parámetros A e I de la Ecuación 1 se deberán tomar como los correspondientes a la viga no compuesta.

Los tipos de puentes indicados en las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, con referencia a la Tabla 1, se pueden considerar representativos del tipo de puente al cual se aplica cada una de las ecuaciones aproximadas.

para desarrollar las expresiones de estas tablas reflejan el rango de espesores de losa indicado. El Artículo 9.7.1.1 establece que no se deben utilizar tableros de hormigón de menos de 180 mm de espesor a menos que el Propietario lo autorice expresamente. No es la intención de los valores de las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 sustituir los requisitos del Artículo 9.7.1.1.

Las ecuaciones del factor de distribución de carga para puentes tipo "d," vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ, se obtuvieron ubicando el vehículo primero longitudinal y luego transversalmente, utilizando una sección doble T<sub>e</sub> del cajón. Aunque sería más apropiado desarrollar un algoritmo que permitiera hallar el pico de una superficie de influencia, en la mayoría de los casos utilizar este factor para las vigas interiores, multiplicado por el número de vigas, resulta conservador.

La Tabla 1 describe cómo se puede determinar el término *L* (longitud) que se utiliza en las expresiones para calcular el factor de distribución de sobrecarga indicadas en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3.

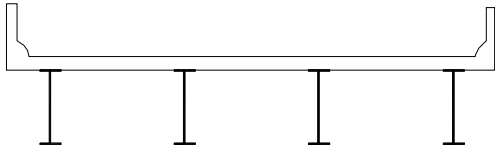
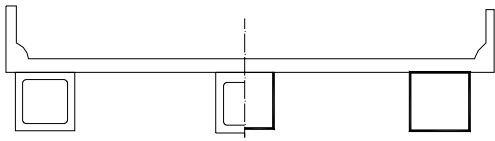
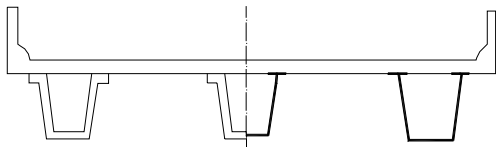
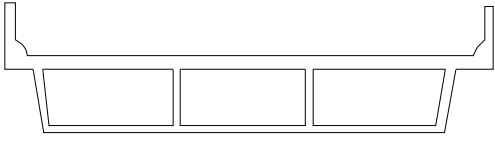
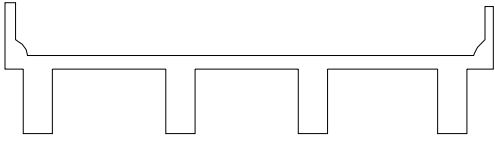
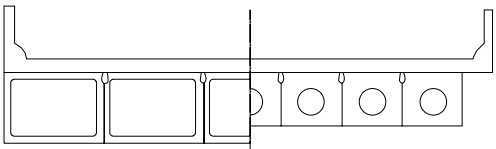
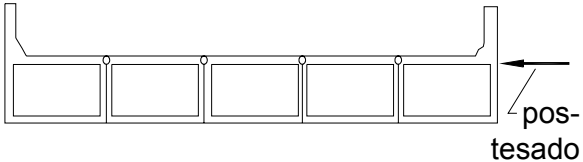
**Tabla C4.6.2.2.1-1 – L para usar en las ecuaciones de factor de distribución de sobrecarga**

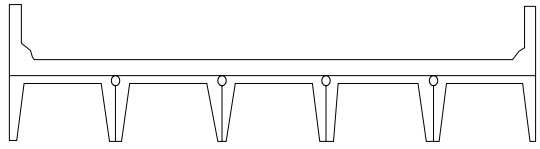
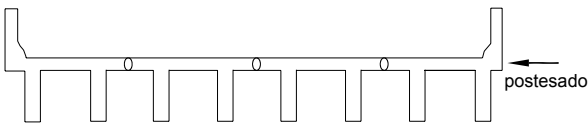
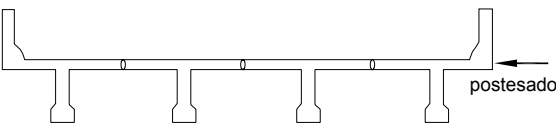
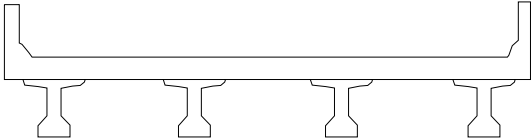
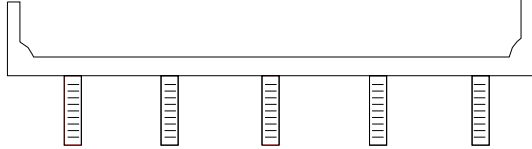
SOLICITACIÓN	<i>L</i> (mm)
Momento positivo	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Momento negativo – Cerca de los apoyos interiores de tramos continuos entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes
Momento negativo – Excepto cerca de los apoyos interiores de tramos continuos	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Corte	Longitud del tramo para el cual se está calculando el corte
Reacción exterior	Longitud del tramo exterior
Reacción interior de un tramo continuo	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes

A excepción de lo permitido por el Artículo 2.5.2.7.1, independientemente del método de análisis utilizado – aproximado o refinado – las vigas exteriores de los puentes multiviga no deberán tener menor resistencia que una viga interior.

En el raro caso en que la disposición del tramo continuo es tal que un tramo interior no tiene ningún momento positivo por carga uniforme (es decir no hay puntos de inflexión debidos a la carga uniforme), la región de momento negativo próxima a los apoyos interiores se debería aumentar hasta el eje del tramo, y la longitud *L* utilizada para determinar los factores de distribución de la sobrecarga sería el promedio de los dos tramos adyacentes.

**Tabla 4.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3**

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 <p>(a)</p>
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 <p>(b)</p>
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 <p>(c)</p>
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 <p>(d)</p>
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 <p>(e)</p>
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 <p>(f)</p>
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 <p>(g)</p>

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tableros, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

Para las vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ, ilustradas en la Tabla 1 con el nombres de sección transversal tipo "d," se deberá asumir que los factores de distribución de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.4 se aplican a una forma ideal que consiste en un alma, los vuelos de un alma exterior, y las medias alas asociadas entre un alma considerada y la siguiente alma o almas adyacentes.

4.6.2.2.2 Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte

4.6.2.2.2a Vigas Interiores con Tableros de Madera

El momento flector y corte por sobrecarga para vigas interiores con tableros transversales de madera se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la Tabla 1 y la Ecuación 1.

Si es necesario investigar el corte paralelo al grano de

los componentes de madera, el corte por sobrecarga distribuida se deberá determinar aplicando la siguiente expresión:

$$V_{LL} = 0,50[(0,60V_{LU}) + V_{LD}] \quad (4.6.2.2.2a-1)$$

donde:

$V_{LL}$  = corte vertical por sobrecarga distribuida (N)

$V_{LU}$  = máximo corte vertical a  $3d$  ó  $L/4$  debido a cargas de rueda no distribuidas (N)

$V_{LD}$  = máximo corte vertical a  $3d$  ó  $L/4$  debido a cargas de rueda distribuidas lateralmente como aquí se especifica (N)

En el caso de cargas de rueda no distribuidas, se asume que una línea de ruedas es soportada por un elemento flexionado.

**Tabla 4.6.2.2.2a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para momento y corte en vigas interiores con tableros de madera**

Tipo de tablero	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablones	a, 1	$S/2000$	$S/2300$	$S \leq 1500$
Laminado Tesado	a, 1	$S/2800$	$S/2700$	$S \leq 1800$
Laminado Clavado	a, 1	$S/2500$	$S/2600$	$S \leq 1800$
Paneles laminados y encolados sobre largueros laminados y encolados	a, 1	$S/3000$	$S/3000$	$S \leq 1800$
Paneles laminados y encolados sobre largueros de acero	a, 1	$S/2670$	$S/2700$	$S \leq 1800$

#### 4.6.2.2.2b Vigas Interiores con Tableros de Hormigón

#### C4.6.2.2.2b

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la Tabla 1.

Para la etapa de diseño preliminar los términos  $K_g/(Lt_s^3)$  e  $I/J$  se pueden tomar iguales a 1,0.

Excepto en el caso de las vigas tipo cajón, para las vigas de hormigón utilizadas en tableros multiviga con conectores de corte:

- Se deberán proveer diafragmas de extremo profundos y rígidos para asegurar la adecuada

distribución de las cargas, y

- Si la separación entre almas de las vigas que poseen almas es menor que 1200 mm o mayor que 3000 mm, se deberá utilizar un análisis refinado que satisfaga el Artículo 4.6.3

Para múltiples vigas cajón de acero con tablero de hormigón el momento flector por sobrecarga se puede determinar utilizando el factor de distribución especificado en la Tabla 1.

Si la separación de las vigas cajón es variable a lo largo de la longitud del puente, el valor de  $N_L$  se deberá determinar, como se especifica en el Artículo 3.6.1.1, utilizando el ancho  $W$  correspondiente a la mitad del tramo.

Los resultados de estudios analíticos e investigaciones de modelos de puentes de un solo tramo con múltiples vigas cajón, informados en el trabajo de Johnston y Mattock (1967), muestran que para analizar el comportamiento de este tipo de puentes se puede utilizar la teoría de las placas plegadas. La teoría de las placas plegadas se utilizó para obtener la máxima carga por viga producida por diferentes combinaciones críticas de cargas en 31 puentes con diferentes longitudes de tramo, número de vigas cajón y carriles de circulación.

Los factores de presencia múltiple especificados en la Tabla 3.6.1.1.2-1 no son aplicables, ya que para desarrollar la ecuación de la Tabla 1 correspondiente a múltiples vigas cajón de acero se consideraron los factores de ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares.

La distribución de carga lateral obtenida para tramos simples también se considera aplicable para estructuras continuas.

Los puentes considerados al desarrollar las ecuaciones tenían sólo diafragmas de extremo interiores, es decir, no tenían diafragmas interiores dentro de los tramos ni tampoco diafragmas exteriores entre cajones. Si dentro de un tramo hay diafragmas interiores o exteriores, las características de distribución de la carga transversal en el puente mejorarán. Esta mejora se puede evaluar, si el Diseñador así lo desea, utilizando los métodos de análisis identificados en el Artículo 4.4.

Tabla 4.6.2.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$  Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Usar la ley de momentos	$S > 5500$



Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad														
Vigas de hormigón usadas en tableros multiviga	f	Un carril de diseño cargado: $k\left(\frac{b}{2,8L}\right)^{0,5}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,25}$ donde: $k = 2,5(N_b)^{-0,2} \geq 1,5$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$														
	g si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Dos o más carriles de diseño cargados: $k\left(\frac{b}{7600}\right)^{0,6}\left(\frac{b}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,06}$															
	h	Independientemente del número de carriles cargados: $S/D$ donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300\left[11,5 - N_L + 1,4N_L(1 - 0,2C)^2\right]$ cuando $C \leq 5$ $D = 300\left[11,5 - N_L\right]$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K: <table><tr><td><u>Tipo de viga</u></td><td><u>K</u></td></tr><tr><td>- Vigas rectangulares sin vacíos</td><td>0,7</td></tr><tr><td>- Vigas rectangulares con vacíos circulares:</td><td>0,8</td></tr><tr><td>- Vigas de sección tipo cajón</td><td>1,0</td></tr><tr><td>- Vigas canal</td><td>2,2</td></tr><tr><td>- Viga Te</td><td>2,0</td></tr><tr><td>- Viga doble Te</td><td>2,0</td></tr></table>	<u>Tipo de viga</u>	<u>K</u>	- Vigas rectangulares sin vacíos	0,7	- Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8	- Vigas de sección tipo cajón	1,0	- Vigas canal	2,2	- Viga Te	2,0	- Viga doble Te	2,0	Oblicuidad $\leq 5$ $N_L \leq 6$
	<u>Tipo de viga</u>	<u>K</u>															
- Vigas rectangulares sin vacíos	0,7																
- Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8																
- Vigas de sección tipo cajón	1,0																
- Vigas canal	2,2																
- Viga Te	2,0																
- Viga doble Te	2,0																
g, i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase																	
Emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ m  $S \leq 3200$ mm														
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independientemente del número de carriles cargados: $0,05 + 0,85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,05 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$														

#### 4.6.2.2c Vigas Interiores con Tableros de Acero Corrugado

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tablero de plancha de acero corrugado se puede determinar aplicando la fracción por carril,  $g$ , especificada en la Tabla 1.

**Tabla 4.6.2.2c-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para momento en vigas interiores con tableros de plancha de acero corrugado**

Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
$S/2800$	$S/2700$	$S \leq 1700$ $t_g \geq 50$

#### 4.6.2.2d - Vigas Exteriores

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril,  $g$ , especificada en la Tabla 1.

La distancia  $d_e$  se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico.

En las secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas o marcos transversales, el factor de distribución para la viga exterior no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y rota como una sección transversal rígida. Se aplicarán los requisitos del Artículo 3.6.1.1.2.

#### C4.6.2.2d

Se requiere esta investigación adicional porque el factor de distribución para vigas en una sección transversal multiviga, Tipos “a,” “e” y “k” en la Tabla 4.6.2.2.1-1, se determinó sin considerar la presencia de diafragmas ni marcos transversales. El procedimiento recomendado es en realidad un requisito interino que se mantendrá hasta que se realicen investigaciones que permitan obtener una mejor solución.

El procedimiento delineado en esta sección es igual a la aproximación convencional para cargas en pilotes:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum^{NL} e}{\sum^{N_b} x^2} \quad (\text{C4.6.2.2d-1})$$

donde:

$R$  = reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

$N_L$  = número de carriles cargados considerado

$e$  = excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm)

$x$  = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (mm)

$X_{ext}$  = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (mm)

$N_b$  = número de vigas

**Tabla 4.6.2.2d-1 – Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores**

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1,0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1,0$	$d_e \leq 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2b-1		

## 4.6.2.2.2e Puentes Oblicuos

## C4.6.2.2.2e

Si los apoyos lineales son oblicuos y la diferencia entre los ángulos de oblicuidad de dos líneas de apoyos adyacentes no es mayor que  $10^\circ$ , el momento flector en las vigas se puede reducir de acuerdo con la Tabla 1.

En la actualidad no existen factores de reducción aceptados para los casos no cubiertos en la Tabla 1.

**Tabla 4.6.2.2.2e-1 – Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre apoyos oblicuos**

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Cualquier número de carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1 - c_1 (\tan \theta)^{1.5}$ $c_1 = 0,25 \left( \frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0.25} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.5}$ si $\theta < 30^\circ$ usar $c_1 = 0,0$ si $\theta > 60^\circ$ usar $\theta = 60^\circ$	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras, vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ, y secciones doble Te usadas en tableros multiviga	b, c, d, f, g	$1,05 - 0,25 \tan \theta \leq 1,0$ si $\theta > 60^\circ$ utilizar $\theta = 60^\circ$	$0 \leq \theta \leq 60^\circ$

## 4.6.2.2.2f Momentos Flectores y Corte en Vigas de Tablero Transversales

Si el tablero es soportado directamente por vigas de tablero transversales, las vigas de tablero se pueden diseñar para cargas determinadas de acuerdo con la Tabla 1.

Las fracciones indicadas en la Tabla 1 se deberán utilizar junto con la carga de eje de diseño de 145 kN solamente. Para vigas de tablero con separaciones fuera de los rangos de aplicabilidad especificados se deberán considerar todas las sobrecargas de diseño, y se podrá utilizar la ley de momentos.

**Tabla 4.6.2.2.2f-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para vigas transversales para momento y corte**

Tipo de tablero	Fracción de carga de rueda a cada viga de tablero	Rango de aplicabilidad
Tablones	$\frac{S}{1200}$	N/A
Tablero de madera laminada	$\frac{S}{1500}$	$S \leq 1500$
Hormigón	$\frac{S}{1800}$	$S \leq 1800$
Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de hormigón armado	$\frac{S}{1400}$	$t_g \leq 100$ $S \leq 1500$
Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de hormigón armado	$\frac{S}{1800}$	$t_g \geq 100$ $S \leq 1800$
Plancha de acero corrugado	$\frac{S}{1700}$	$t_g \geq 50$

#### 4.6.2.2.3 Método de los Factores de Distribución para Corte

##### 4.6.2.2.3a Vigas Interiores

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se puede determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la Tabla 1. Para los tipos de vigas interiores no listados en la Tabla 1, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo del tramo será la obtenida aplicando la ley de momentos.

Para el diseño preliminar el término  $I/J$  se puede tomar igual a 1,0.

En el caso de vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga, si los valores de  $I$  o  $J$  no satisfacen las limitaciones indicadas en la Tabla 1, el factor de distribución para corte se puede tomar igual al factor para momento.

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$0,70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0,15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0,4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \geq 1,0$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$ $1,0 \times 10^{10} \leq J \leq 2,5 \times 10^{11}$ $1,7 \times 10^{10} \leq I \leq 2,5 \times 10^{11}$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

#### 4.6.2.2.3b *Vigas Exteriores*

El corte por sobrecarga para vigas exteriores se deberá determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la Tabla 1. Para los casos no cubiertos por la Tabla 4.6.2.2.3a-1 y la Tabla 1, la distribución de la sobrecarga entre las vigas exteriores se deberá determinar aplicando la ley de momentos.

El parámetro  $d_e$  se deberá tomar como positivo si el alma exterior está hacia dentro del cordón o la barrera para el tráfico y negativo si está hacia fuera.

Se deberán aplicar los requisitos adicionales para vigas exteriores en puentes de viga y losa con marcos transversales o diafragmas especificados en el Artículo 4.6.2.2.2d.



**Tabla 4.6.2.2.3b-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores**

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ	d	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e\,g_{interior}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6100} \geq 1,0$	$g = e\,g_{interior} \left( \frac{1200}{b} \right)$ $\frac{1200}{b} \leq 1,0$ $e = 1 + \left( \frac{d_e + b - 610}{12\,200} \right)^{0,5} \geq 1,0$	$d_e \leq 600$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

## 4.6.2.2.3c Puentes Oblicuos

Si la línea de apoyo es oblicua se deberá ajustar el corte en la viga exterior en la esquina obtusa del puente. El valor del factor de corrección se deberá obtener de la Tabla 1. Se aplica a la fracción por carril especificada en la Tabla 4.6.2.2.3a-1 para vigas interiores y en la Tabla 4.6.2.2.3b-1 para vigas exteriores.

Al determinar el corte de extremo en los puentes multiviga la corrección por oblicuidad se deberá aplicar a todas las vigas en la esquina obtusa.

## C4.6.2.2.3c

No existen factores de corrección verificables para los casos no cubiertos por la Tabla 1.

Tratar todas las vigas de un puente multiviga de igual manera es un procedimiento conservador respecto de las reacciones positivas y el corte. Sin embargo, no es necesariamente conservador respecto del levantamiento en el caso de grandes oblicuidades y tramos exteriores cortos de vigas continuas. Se debería considerar la posibilidad de realizar una investigación adicional del levantamiento utilizando el factor de corrección de la Tabla 1, es decir, tomando los términos diferentes a 1,0 como negativos para la viga exterior en la esquina aguda.

**Tabla 4.6.2.2.3c-1 – Factores de corrección para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina obtusa**

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de corrección	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1,0 + 0,20 \left( \frac{Lt_s^3}{K_g} \right)^{0,3} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$1,0 + \left( 0,25 + \frac{L}{70d} \right) \tan \theta$	$0 < \theta \leq 60^\circ$ $1800 < S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $900 \leq d \leq 2700$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$1,0 + \frac{\sqrt{Ld}}{6S} \tan \theta$	$0 < \theta \leq 60^\circ$ $1800 \leq S \leq 3500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$1,0 + \frac{L\sqrt{\tan \theta}}{90d}$	$0 < \theta \leq 60^\circ$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $430 \leq d \leq 1500$ $900 \leq b \leq 1500$ $5 \leq N_b \leq 20$

## 4.6.2.2.4 Cargas Especiales Actuando Junto con Otro Tipo de Tráfico

A excepción de lo aquí especificado, los requisitos del

## C4.6.2.2.4

Debido a que se desconoce el número de carriles cargados utilizado para determinar el factor de distribución

presente artículo se pueden aplicar cuando se utilizan los métodos de análisis aproximados para puentes de viga y losa especificados en el Artículo 4.6.2.2 y para puentes tipo losa especificados en el Artículo 4.6.2.3. Los requisitos del presente artículo no se deberán aplicar en los siguientes casos:

- si se ha especificado la ley de momentos tanto para carga en un solo carril como para carga en múltiples carriles, o
- si para el análisis simplificado se ha utilizado el requisito especial para vigas exteriores de secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas especificado en el Artículo 4.6.2.2.d.

Las solicitaciones debidas a la presencia de vehículos pesados en un carril junto con el tráfico habitual en los carriles adyacentes, tal como se podría considerar en la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia II de la Tabla 3.4.1-1, se pueden determinar de la siguiente manera:

$$G = G_P \left( \frac{g_1}{Z} \right) + G_D \left( g_m - \frac{g_1}{Z} \right) \quad (4.6.2.2.4-1)$$

donde:

$G$  = solicitación final aplicada a una viga (kN o kN·mm)

$G_P$  = solicitación debida a la sobrecarga de camión (kN o kN·mm)

$g_1$  = factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril

$G_D$  = solicitación debida a las cargas de diseño (kN o kN·mm)

$g_m$  = factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles

$Z$  = factor que se toma igual a 1,20 si no se ha utilizado la ley de momentos o igual a 1,0 si se ha utilizado la ley de momentos para un factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril

de la sobrecarga para múltiples carriles,  $g_m$ , en esta expresión el factor de presencia múltiple correspondiente a múltiples carriles,  $m$ , implícitamente se fija igual a 1,0 (lo cual asume que solamente hay dos carriles cargados), con lo cual la solicitación final obtenida es más conservadora que si se utilizaran los factores de presencia múltiple correspondientes a tres o más carriles cargados.

El factor  $Z$  se utiliza para diferenciar entre situaciones en las cuales para determinar el factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril se especifica una expresión algebraica y aquellas situaciones en las cuales se especifica la ley de momentos. En las situaciones en las cuales se especifica una expresión algebraica, el factor de presencia múltiple para un solo carril cargado (1,20) ya está incluido en la expresión algebraica y debe ser eliminado utilizando  $Z = 1,20$  en la Ecuación 1 de modo que el factor de distribución se pueda utilizar en la Ecuación 1 para determinar la solicitación debida a carga en múltiples carriles.

Esta fórmula se desarrolló a partir de una fórmula similar presentada, sin investigaciones, por Modjeski y Masters, Inc. (1994) en un informe para el Departamento de Transporte de Pennsylvania, y analizada en el trabajo de Zokaie (1998).

#### 4.6.2.3 Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa

Este artículo se deberá aplicar a los tipos de secciones

#### C4.6.2.3

Las alcantarillas con tramos de longitud menor o igual

transversales esquematizados en la Tabla 1 y a las alcantarillas con tramos de más de 4600 mm de longitud y que se encuentran debajo de menos de 600 mm de relleno. A los fines del presente artículo, los puentes de losa alivianada hormigonados in situ también se pueden considerar como puentes de losa.

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, se puede determinar como:

$$E = 250 + 0,42\sqrt{L_1 W_1} \quad (4.6.2.3-1)$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado se puede determinar como:

$$E = 2100 + 0,12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (4.6.2.3-2)$$

donde:

$E$  = ancho equivalente (mm)

$L_1$  = longitud de tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real y 18.000 (mm)

$W_1$  = ancho modificado entre los bordes del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real y 18.000 mm para carga en múltiples carriles ó 9000 mm para carga en un solo carril (mm)

$W$  = ancho físico entre los bordes del puente (mm)

$N_L$  = número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 3.6.1.1.1

Para puentes oblicuos las solicitaciones longitudinales se pueden reducir aplicando el factor  $r$ :

$$r = 1,05 - 0,25 \tan \theta \leq 1,00 \quad (4.6.2.3-3)$$

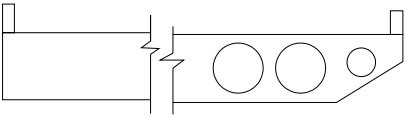

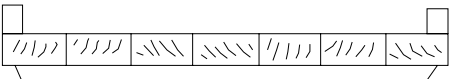
donde:

$\theta$  = ángulo de oblicuidad (°)

que 4600 mm están cubiertas por los requisitos del Artículo 4.6.2.1.

En la Ecuación 1 el ancho de faja se divide por 1,20 para tomar en cuenta el efecto de presencia múltiple.

Tabla 4.6.2.3-1 – Esquema de las secciones transversales típicas

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Losa de hormigón colado in situ o losa alivianada	Monolítico	 (a)
Tablero de madera tesada	Madera integral	POSTESADO  (b)
Paneles de madera encolados/clavados con viga de separación	Madera integral	 (c)

4.6.2.4 Puentes de Cercha y de Arco

Se puede utilizar la ley de momentos para la distribución de cargas gravitatorias en cerchas y arcos cuando se los analiza como estructuras planas. Si se utiliza un análisis espacial se puede usar ya sea la ley de momentos o bien carga directa a través del tablero o del sistema de tablero.

Si las cargas, a excepción del peso propio de los elementos y las cargas de viento que actúan sobre los mismos, se transmiten a la cercha en los nudos, la cercha se puede analizar como un conjunto articulado.

4.6.2.5 Factor de Longitud Efectiva,  $K$

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva,  $K$ , para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado,  $K$ , para los elementos comprimidos de cerchas trianguladas, cerchas y pórticos se puede tomar como:

- Para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos:  $K = 0,750$

C4.6.2.5

Las ecuaciones para calcular la resistencia a la compresión de columnas y factores de amplificación de momentos de vigas-columna incluyen un factor  $K$ , el cual se aplica para modificar la longitud de acuerdo con las condiciones de vínculo en los extremos de la columna y la capacidad de rotación y traslación de los mismos.

$K$  es la relación entre la longitud efectiva de una columna articulada ideal y la longitud real de una columna con diferentes condiciones de vínculo en sus extremos.  $KL$  representa la longitud entre los puntos de inflexión de una columna deformada por pandeo afectada por la restricción contra la rotación y traslación de sus extremos. En la Tabla C1 se indican valores teóricos de  $K$  correspondientes a algunas condiciones de vínculo idealizadas, tomados del trabajo del Structural Stability Research Council.

- Para conexiones articuladas en ambos extremos :  
 $K = 0,875$

Las cerchas viendeel se deberán tratar como pórticos no arriostrados.

**Tabla C4.6.2.5-1 – Factores de longitud efectiva,  $K$**

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, $K$						
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de $K$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de $K$ de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos	Rotación impedida, traslación impedida Rotación libre, traslación impedida Rotación impedida, traslación libre Rotación libre, traslación libre					

Debido a que las condiciones reales en los extremos de las columnas rara vez coinciden totalmente con las condiciones de vínculo idealizadas en cuanto a capacidad de rotación y traslación, los valores de diseño sugeridos por el Structural Stability Research Council son mayores que los valores teóricos.

La estabilidad lateral de las columnas de pórticos continuos, no arriostrados por unión a muros de cortante, arriostramiento diagonal o estructuras adyacentes, depende de la rigidez flexional de las vigas rígidamente conectadas. Por lo tanto, el factor de longitud efectiva,  $K$ , es función de la restricción flexional total que aportan las vigas en los extremos de la columna. Si la rigidez de las vigas es pequeña en relación con la de la columna, el valor de  $K$  podría ser mayor que 2,0.

Suponiendo que sólo hay acción elástica y que todas las columnas pandean simultáneamente en un pórtico no arriostrado, se puede demostrar que:

$$\frac{G_a G_b \left( \frac{\pi}{K} \right)^2 - 36}{6(G_a + G_b)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan \left( \frac{\pi}{K} \right)} \quad (\text{C4.6.2.5-1})$$

donde los subíndices  $a$  y  $b$  se refieren a los dos extremos de la columna,

siendo:

$$G = \frac{\sum \left( \frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{I_g}{L_g} \right)} \quad (\text{C4.6.2.5-2})$$

donde:

$\sum$  = sumatoria de las propiedades de los componentes conectados rígidamente a un extremo de la columna en el plano de flexión

$I_c$  = momento de inercia de la columna ( $\text{mm}^4$ )

$L_c$  = longitud no arriostrada de la columna (mm)

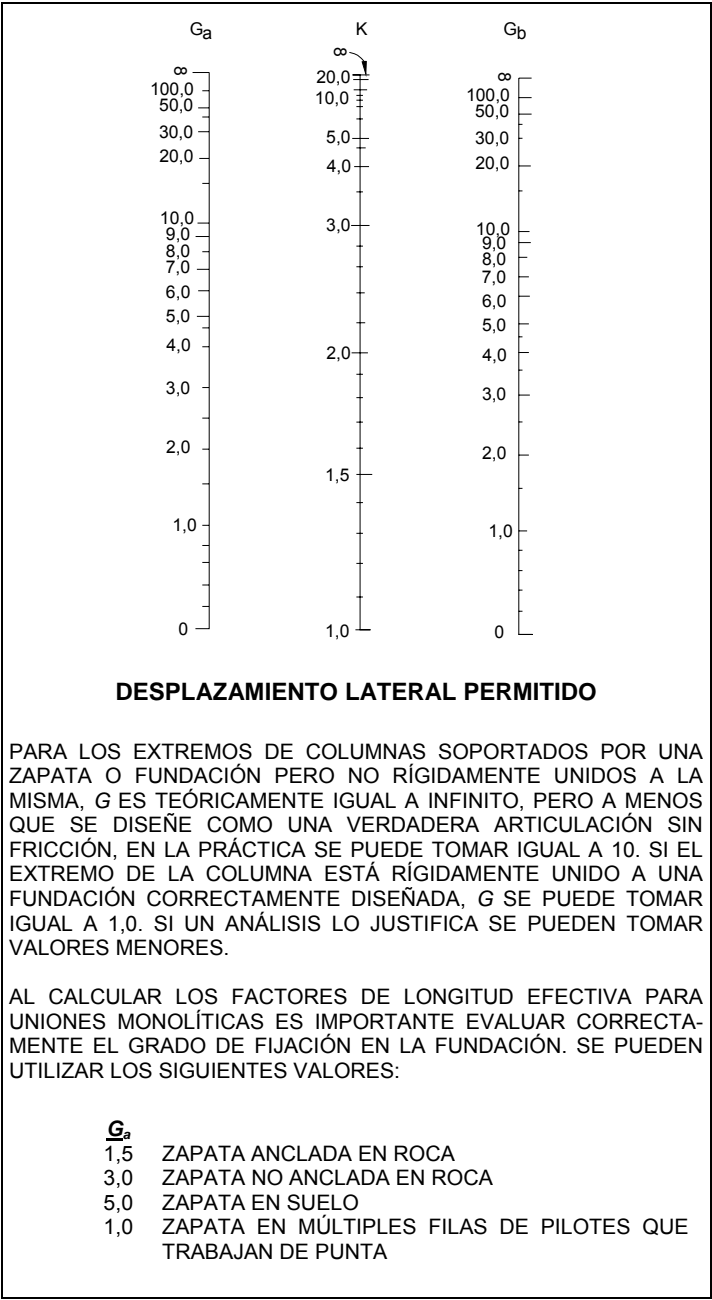
$I_g$  = momento de inercia de la viga u otro elemento que provee restricción ( $\text{mm}^4$ )

$L_g$  = longitud no apoyada de la viga y otro elemento que provee restricción ( $\text{mm}^4$ )

$K$  = factor de longitud efectiva para la columna considerada

La Figura C1 es una representación gráfica de la relación entre  $K$ ,  $G_a$  y  $G_b$ , y se puede utilizar para obtener los valores de  $K$  en forma directa.

La Ecuación C1 y el nomograma de la Figura C1 se basan en la hipótesis de condiciones idealizadas. El desarrollo del nomograma y las fórmulas se pueden consultar en libros de texto tales como Salmon y Johnson (1990) y Chen y Lui (1991). Si las condiciones reales difieren considerablemente de estas hipótesis idealizadas es posible que los diseños resultantes sean poco realistas. Para evaluar las condiciones de los extremos de manera más precisa se pueden utilizar los trabajos de Galambos (1988), Yura (1971), Disque (1973), Duan y Chen (1989), y AISC (1994).



**Figura C4.6.2.5-1 – Nomograma para determinar el factor de longitud efectiva,  $K$ , para pórticos no arriostrados**

**4.6.2.6 Ancho de Ala Efectivo**

*4.6.2.6.1 Requisitos Generales*

En ausencia de un análisis más refinado y/o a menos que se especifique lo contrario, los límites para el ancho de una losa de hormigón, considerado efectivo en acción compuesta para determinar la resistencia para todos los estados límites, serán como aquí se especifica. El cálculo

*C4.6.2.6.1*

Las tensiones longitudinales en las alas se diseminan a través del ala y la losa de tablero compuesta en forma de tensiones de corte en el plano. Por lo tanto las tensiones longitudinales no son uniformes. El ancho de ala efectivo es un ancho reducido en el cual se asume que las tensiones



de deformaciones se debería basar en el ancho de ala total. Para el cálculo de las deformaciones por sobrecarga, si corresponde, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.5.2.6.2.

La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a las cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos.

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la longitud de tramo efectiva;
- 6,0 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- El ancho del vuelo.

#### 4.6.2.6.2 Vigas Cajón de Hormigón Segmentales y Vigas Cajón de Una Sola Célula Hormigonadas In Situ

Se puede asumir que el ancho de ala efectivo es igual al ancho real del ala si:

- $b \leq 0,1 l_i$
- $b \leq 0,3 d_o$

longitudinales están uniformemente distribuidas y aún así tienen por resultante la misma fuerza que se obtendría integrando la distribución no uniforme en la totalidad del ancho.

Al calcular el ancho de ala efectivo para vigas cajón cerradas de acero y hormigón prefabricado se deberá utilizar la distancia entre la parte exterior de las almas en su parte superior, y no la separación entre los ejes de las vigas cajón.

En el caso de vigas cajón abiertas, el ancho de alma efectivo de cada alma se debería determinar como si cada alma fuera un elemento de apoyo individual.

Para los emparrillados con vanos llenos o parcialmente llenos y para los emparrillados no llenos compuestos con una losa de hormigón armado, el "espesor de la losa" a utilizar debería ser igual al espesor total del emparrillado y la losa de hormigón, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (típicamente 13 mm).

Si hay una barrera de hormigón estructuralmente continua y esta barrera se incluye en los modelos de análisis según lo permitido en el Artículo 4.5.1, para los propósitos de este artículo el ancho del vuelo se puede prolongar aplicando:

$$\Delta w = \frac{A_b}{2t_s} \quad (C4.6.2.6.1-1)$$

donde:

$A_b$  = área de la sección transversal de la barrera (mm<sup>2</sup>)

$t_s$  = altura de la losa de tablero (mm)

#### C4.6.2.6.2

El Artículo 3-10.2 del documento Ontario Highway Bridge Design Code (1991) contiene una alternativa que se puede utilizar en reemplazo del procedimiento especificado en el presente artículo. Este procedimiento alternativo proporciona una expresión para determinar el ancho de ala efectivo a utilizar en el cálculo de resistencias y tensiones de flexión.

Caso contrario, el ancho de ala efectivo de las alas que sobresalen se puede tomar como se especifica en las Figuras 1 a 4, donde:

- $d_o$  = profundidad de la superestructura (mm)
- $b$  = ancho de ala real a cada lado del alma, por ejemplo,  $b_1$ ,  $b_2$  y  $b_3$  como se ilustra en la Figura 3 (mm)
- $b_e$  = ancho de ala efectivo correspondiente a la posición particular de la sección considerada en relación con el tramo como se especifica en la Figura 1 (mm)
- $b_m$  = ancho de ala efectivo para porciones interiores de un tramo según se determina en la Figura 2; caso particular de  $b_e$  (mm)
- $b_s$  = ancho de ala efectivo en apoyo interior o para un voladizo según se determina en la Figura 2; caso particular de  $b_e$  (mm)
- $a$  = porción de tramo sujeto a una transición del ancho de ala efectivo, tomado como el menor valor entre el ancho real del ala a cada lado del alma como se indica en la Figura 3 ó un cuarto de la longitud de tramo (mm)
- $l_i$  = longitud de tramo ideal especificada en la Figura 1; se utiliza para determinar anchos de ala efectivos en base a la Figura 2

Se aplican las siguientes interpretaciones:

- En ningún caso el ancho de ala efectivo se deberá tomar mayor que el ancho real del ala.
- Se pueden despreciar los efectos de las cargas asimétricas sobre el ancho de ala efectivo.
- El valor de  $b_s$  se deberá determinar utilizando la mayor de las longitudes de tramo efectivas adyacentes al apoyo.
- Si en un tramo  $b_m$  es menor que  $b_s$ , la distribución del ancho efectivo de ala dentro del tramo se puede determinar mediante la recta que une los anchos efectivos  $b_s$  en puntos de apoyo adyacentes.

Para la superposición de solicitaciones locales y globales se puede asumir que la distribución de tensiones debidas a las solicitaciones globales tiene forma lineal como se ilustra en la Figura 3c. La distribución lineal de tensiones se debería determinar a partir de la distribución

Normalmente no es necesario superponer las tensiones de flexión locales de losas en dos direcciones debidas a las cargas de rueda y las tensiones de flexión longitudinales primarias.

Los anchos de ala efectivos  $b_m$  y  $b_s$  se calculan como el producto entre el coeficiente indicado en la Figura 2 y la distancia física  $b$ , como se indica en la Figura 3.

Si las distribuciones lineales de tensiones intersecan un borde libre o se intersecan entre sí antes de llegar al ancho máximo, la distribución lineal tendrá forma de trapecioide; caso contrario será triangular. Esto se ilustra en la Figura 3c.

constante, considerando que la fuerza en el ala debe permanecer constante y que el ancho máximo de la distribución lineal de tensiones a cada lado de un alma es 2,0 veces el ancho de ala efectivo.

Las propiedades de la sección para fuerzas normales se pueden basar en los patrones indicados en la Figura 4, o bien se pueden determinar aplicando un análisis más riguroso.

La Figura 4 se debe utilizar sólo para calcular la resistencia debida al anclaje de los tendones de postesado y a otras fuerzas concentradas, y se puede despreciar en el análisis general efectuado para determinar solicitaciones.

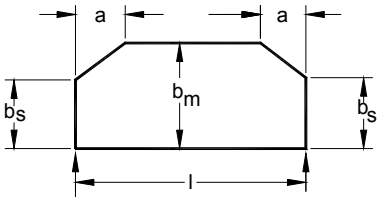
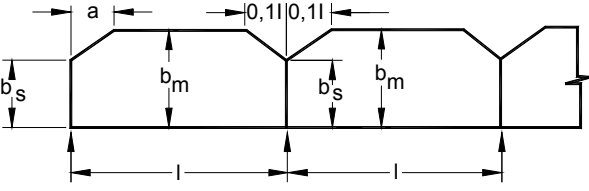
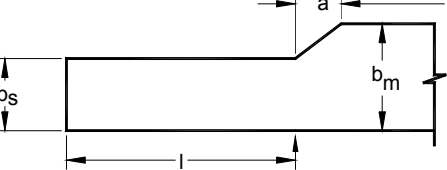
Sistema		$b_m/b$
Viga de un solo tramo: $l_i = 1,0 l$		
Viga continua	Tramo exterior $l_i = 0,8 l$	
	Tramo interior $l_i = 0,6 l$	
Voladizo $l_i = 1,5 l$		

Figura 4.6.2.6.2-1 – Ancho de ala efectivo,  $b_e$ ,  $b_m$  y  $b_s$

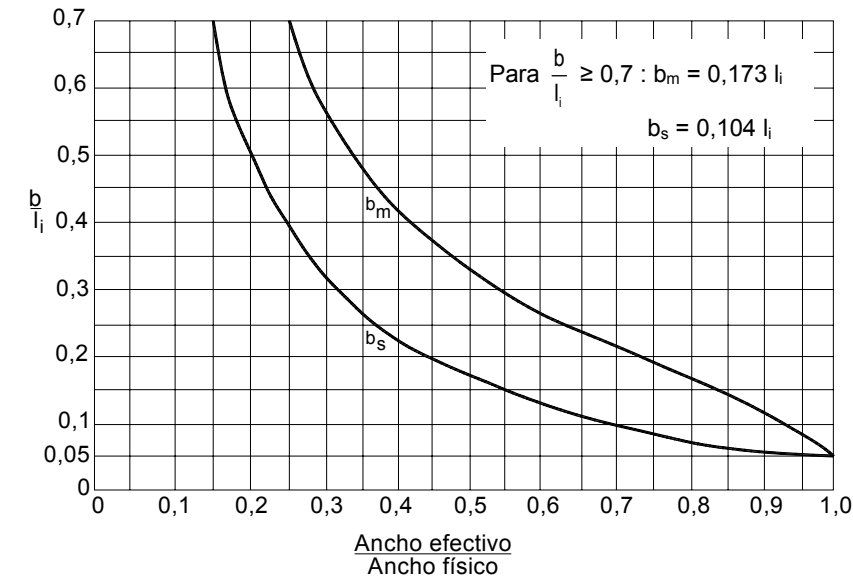


Figura 4.6.2.6.2-2 – Valores de los coeficientes de ancho de ala efectivo para  $b_m$  y  $b_s$  para los valores de  $b/l_i$  indicados

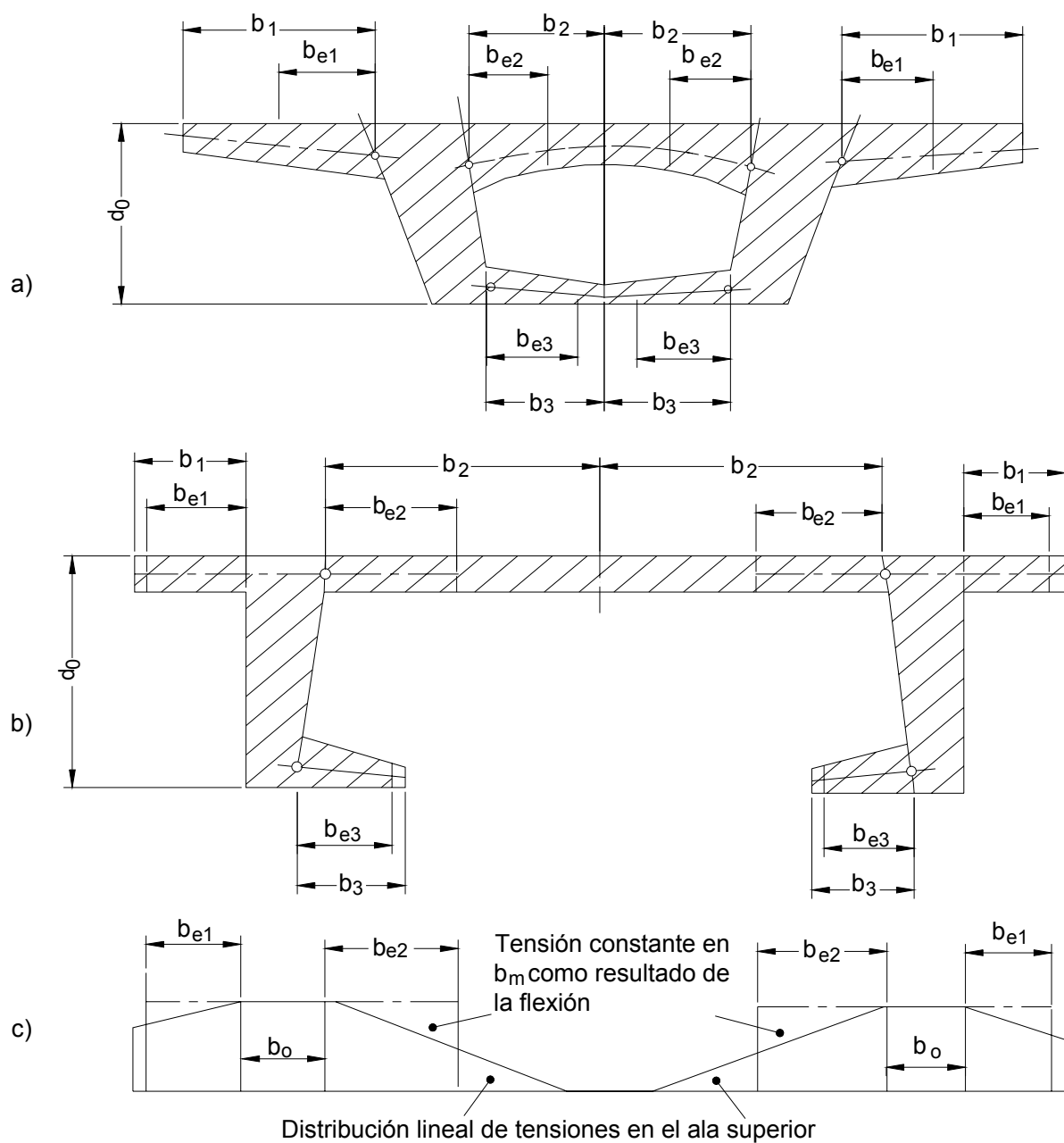


Figura 4.6.2.6.2-3 – Secciones transversales y sus anchos de ala efectivos correspondientes,  $b_e$ , para flexión y corte