

NUEVO CIRSOC 207: PUENTES DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL

Ingeniero Civil Victorio Hernández Balat
Quasdam Ingeniería – Departamento de Construcciones de la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Nacional de la Plata

Ingeniero Civil Gustavo A. Soprano
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires – Departamento de Construcciones
de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata

Ingeniero Civil Daniel Ortega
INTI - CIRSOC

RESUMEN

Existen en la actualidad al menos dos fuertes argumentos que marcan la necesidad de contar a la brevedad con un nuevo reglamento nacional para el proyecto de puentes construidos en hormigón estructural:

a) La combinación reglamentaria actualmente más empleada (Reglamento DNV + CIRSOC 201-82) quedará desarticulada con la aprobación del nuevo reglamento CIRSOC 201-05 dado que este último tiene una orientación muy específica hacia la aplicación en edificios

b) El Reglamento de la DNV, con más de 60 años de vida resulta al mismo tiempo desactualizado e incompleto para abordar los proyectos actuales

En este trabajo se presenta el nivel de avance de consenso entre el CIRSOC y las diferentes vialidades (Nacional y Provinciales) en lo que hace a los documentos que se tomarán como antecedentes para la redacción del nuevo reglamento y los criterios básicos de seguridad que serán adoptados y algunas comparaciones globales. Se muestran las principales características de cada uno de los reglamentos analizados. Asimismo se destacan los puntos que requerirán un especial análisis de las características locales y el abordaje que se intentará para los temas sísmicos actualmente no cubiertos por ningún reglamento de carácter nacional.

ABSTRACT

There are at least two strong arguments supporting the need for a new national code related to design of structural concrete bridges:

a) The currently most widely used regulatory combination (DNV Code + CIRSOC 201-82 Code) will be decommissioned with the approval of new CIRSOC 201-05 Code since the latter has a very specific orientation toward building design.

b) DNV Code, with over 60 years of life, is both outdated and incomplete to address current projects.

This paper presents the level of consensus between CIRSOC and different Departments of Transportation (at National and province levels) regarding the documents that will be used as background for drafting the new code and the basic safety criteria to be adopted. Main aspects of each code are summarized and some global comparisons are presented. It also highlights the points that will require special analysis of local characteristics and the approach to be tried for seismic issues not currently covered by any code of national character.

ADOPTAR O ADAPTAR

Con excepción de lo referente a la especificación y control de materiales y a los aspectos sísmicos el CIRSOC 201-05, orientado especialmente a la aplicación del hormigón estructural en edificios, se basó en una traducción de la norma ACI 318-05. Esta estrategia buscó fundamentalmente simplificar futuras actualizaciones y en facilitar a los usuarios el acceso a textos, manuales y programas comerciales desarrollados en otros medios.

Un planteo unánime recibido desde varias vialidades fue que un nuevo reglamento para puentes de hormigón estructural no debía conducir a obras con seguridades inferiores a las que presentan los puentes que se están construyendo en la actualidad.

Por una limitación de recursos el CIRSOC decidió basar la nueva norma para puentes en una norma internacional que fuera a la vez moderna y completa y, tratando de respetar la pauta de seguridad establecida por las vialidades, inició una serie de estudios analíticos destinados a establecer la viabilidad de la adaptación de las "AASHTO LFRD 2010 Bridge Design Specifications SI Units".

POR QUÉ UTILIZAR COMO BASE EL DOCUMENTO AASHTO

Desde hace algunos años los diferentes documentos CIRSOC se han ido volcando hacia el esquema norteamericano que utiliza como base para el sistema de cargas, mayoración y combinación de acciones al documento ASCE 7. Tanto los reglamentos referidos a estructuras metálicas como el nuevo CIRSOC 201-05 están basados en reglamentos norteamericanos.

Las especificaciones AASHTO; si bien se refieren a puentes y cubren todos los materiales estructurales, guardan similitud en el formato de dimensionamiento con las respectivas normas norteamericanas referidas a los mismos materiales pero aplicados a otro tipo de estructuras. En particular, lo referente a hormigón estructural, guarda similitudes con lo especificado en el ACI 318, es decir, con lo que establece el nuevo CIRSOC 201-05.

Con el objeto de no introducir criterios demasiado diferentes y mantener un ambiente familiar en términos de nomenclaturas y criterios de dimensionamiento, el CIRSOC consideró razonable utilizar al documento AASHTO como base para su nuevo reglamento.

OTROS REGLAMENTOS

El CIRSOC recibió comentarios referentes a que las cargas utilizadas por la DNV podrían ser “excesivas”. Contrarios a estos comentarios, miembros de varias vialidades indicaron que las cargas extraordinarias que han tenido que resistir muchos puentes han demostrado que utilizar un tren de cargas más liviano condicionaría y/o complicaría el tránsito de cargas especiales que actualmente circulan por algunos corredores viales. También se recibieron comentarios indicando que, por ejemplo el Eurocódigo, conduciría a puentes “mucho más seguros” que los que actualmente se proyectan en Argentina. Por este motivo, y a efectos de establecer algunas comparaciones numéricas se incorporó al estudio también este documento.

QUÉ Y CÓMO COMPARAR

Basados en que los futuros puentes tengan capacidades resistentes similares a los actuales es fácil caer en la tentación de comparar, por ejemplo, sobrecargas, o momentos totales por sobrecargas. Se verá más adelante que este tipo de análisis resultan insuficientes y hasta engañosos al momento de comparar capacidades resistentes.

Las diferencias entre los resultados obtenidos a partir de la aplicación de diferentes reglamentos, siempre hablando de hormigón estructural y especialmente de pretensado, tienen su origen en la combinación de diferencias surgidas a partir de faltas de coincidencia en:

- Acciones (Sobrecargas viales)
- Compensación de Tracciones
- Combinación y Mayoración de Solicitaciones
- Métodos de Dimensionamiento

Dado que los estudios se han concentrado fundamentalmente en la capacidad flexional longitudinal, se convino en cuantificar la fuerza última en las armaduras que requiere cada combinación reglamentaria y estudiar qué modificaciones sería necesario introducir en AASHTO y en el Eurocódigo para obtener la misma fuerza última que arrojan los cálculos para la combinación actualmente en uso.

Básicamente se estudiaron superestructuras correspondientes a puentes viga prefabricados postesados y puentes losa multitramo de hormigón armado.

Para unificar criterios en cuanto a hipótesis y métodos de cálculo se prefirió no utilizar memorias correspondientes a obras realizadas sino hacer enteramente los cálculos correspondientes a los ejemplos a comparar de modo de ponerlos a todos en igualdad de condiciones. En el mismo sentido se evitó utilizar cualquiera de los métodos aproximados que plantean algunos de los reglamentos (p.e. para el cálculo de la repartición transversal).

En los párrafos siguientes se resumen muy brevemente las principales cuestiones referentes a los cuatro puntos enumerados anteriormente que complican

la comparación de resultados y hacen que los análisis deban ser completos hasta llegar a las fuerzas últimas en las armaduras.

ACCIONES (Sobrecargas Viales)

Las acciones por sobrecargas viales se diferencian entre reglamentos por:

- Magnitud y Tipo de cargas
- Fajas de Circulación: Cantidad y Posición Relativa de los Vehículos
- Tratamiento de la Presencia Múltiple
- Acción Dinámica

Como se verá más adelante, cuestiones como el ancho de tablero complican la generalización de resultados.

Magnitud y Tipo de Cargas

a) DNV

Se han estudiado solamente los efectos producidos por el tren más pesado, es decir, el denominado A-30.

Cada aplanadora tiene la geometría indicada en la Figura 1 donde se indica asimismo el peso de sus rodillos. La dimensión longitudinal de la impronta de los rodillos es de 0.10m. A los efectos de los cálculos la impronta de los rodillos puede expandirse a través de la carpeta de rodamiento a 45° hasta la cara superior de la losa de calzada. La sobrecarga en veredas es de 0.4 t/m² mientras que la multitud compacta a aplicar sobre la calzada en las zonas no ocupadas por las aplanadoras se obtiene a partir de la expresión:

$$q \text{ (t/m}^2\text{)} = 0.365 + 80000 / (L^3 + 50 L^2 + 334000) \quad (1)$$

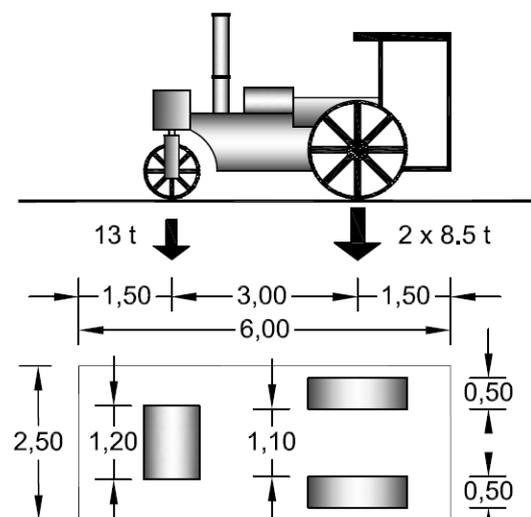


Figura 1. Esquema aplanadora A-30 de la Dirección Nacional de Vialidad

b) AASHTO

Las cargas no intentan reproducir a ningún vehículo en particular sino generar una serie de solicitaciones que aseguren la confiabilidad deseada para las estructuras. A este conjunto de cargas y a sus disposiciones se lo denomina HL-93 acrónimo de la expresión en inglés “highway load” (carga vial) desarrollado en 1993.

El Reglamento contempla que sobre los carriles pueden presentarse tres tipos de cargas: Camión de Diseño, Tandem de Diseño y Carga de Carril de Diseño.

b.1) Camión de Diseño

Las cargas y geometría del camión de diseño son las que se muestran en la Figura 2. Como puede verse, la distancia entre el eje trasero y el eje tractor es variable. En general la distancia menor es la que resulta más desfavorable. El aumento de esta distancia sólo suele tener sentido al estudiar momentos negativos en estructuras continuas.

Estas cargas deben incrementarse por efectos dinámicos mediante la utilización del coeficiente IM que se define más adelante.

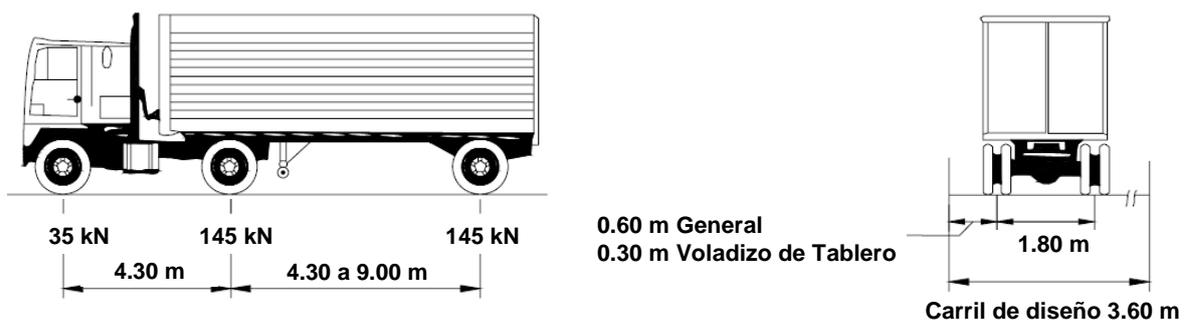


Figura 2. Camión de Diseño AASHTO (HL93)

b.2) Tandem de Diseño

Está constituido por dos ejes de 110 kN cada uno separados longitudinalmente 1.20m. En sentido transversal las ruedas tienen una separación de 1.80 m, es decir, la misma que la del camión de diseño. Estas cargas deben incrementarse por efectos dinámicos mediante la utilización del coeficiente IM que se define más adelante. El uso del camión o del tandem depende de cual de los dos genere efectos más desfavorables.

b.3) Dimensiones de las Cargas de Neumáticos

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. A efectos de los cálculos, los cuatro lados de esta área se pueden prolongar una longitud igual al espesor de la superficie de rodamiento integral o no integral. Si se utiliza esta área extendida, el espesor de la

superficie de rodamiento se deberá reducir para considerar cualquier posible desgaste en el momento de interés.

En el capítulo referente a losas de tablero dice que la superficie de aplicación de la carga puede suponerse, en cada dirección, como la impronta del neumático mas el espesor de la losa (apertura a 45° hasta el eje de la losa, pero no dice nada de la carpeta de desgaste).

b.4) Carga del Carril de Diseño

Se trata de una carga superficial de 3.1 kN/m² uniformemente distribuida sobre un ancho transversal de calzada de 3.00 m. Esta carga, si produce un efecto desfavorable, se aplica también en el espacio físico ocupado por el camión y/o tándem. Este es el caso más común (camión o tándem + carga de carril). En caso de que al ser aplicada en algún sector originara efectos favorables, esta carga debe ser interrumpida en dicho sector. La carga del carril de diseño no debe incrementarse por efectos dinámicos.

c) UNE-EN 1991-2 (2004) Eurocódigo 1: Acciones en Estructuras. Cargas de Tráfico en Puentes

Las cargas se agrupan en modelos de carga destinados a diferentes tipos de verificaciones. A diferencia de otros reglamentos, las cargas ya incluyen los efectos dinámicos. Los modelos de carga son cuatro pero en este resumen, y a los efectos de las comparaciones que se realizarán, se describen solamente dos de ellos:

Modelo de carga 1 (LM1): cargas concentradas y uniformemente distribuidas, lo que cubre la mayoría de los efectos del tráfico de coches y camiones. Este modelo debería emplearse para verificaciones generales y locales.

Modelo de carga 2 (LM2): una carga única por eje aplicada en un área de contacto específica de la rueda, lo que cubre los efectos dinámicos del tráfico normal en los elementos estructurales cortos.

c.1) Modelo de Carga 1

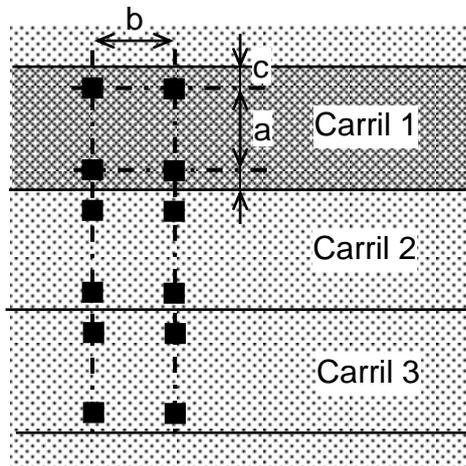
El Modelo 1 (Figura 3) está compuesto por tándems de dos ejes (TS) y cargas uniformemente repartidas (UDL). Cada eje del tándem presenta dos ruedas, ambas con la misma carga. Siempre se debe considerar la acción de los dos ejes de un tándem en cambio las cargas repartidas pueden no ocupar la totalidad del ancho o el largo de un carril si ello condujera a un efecto más desfavorable.

Las cargas se mueven longitudinalmente de modo de obtener los efectos más desfavorables. Las cargas no pueden salirse de su carril y pueden acercarse a no menos de 0.25 m de un borde del mismo. Los carriles no necesitan estar adyacentes unos a otros pero no pueden solaparse.

Los valores los reglamentos locales pueden disminuir el valor de las cargas afectándolas por un coeficiente no inferior a 0.8.

El sistema tándem se aplica a lo sumo en hasta tres carriles. De allí en adelante los carriles reciben solamente cargas de muchedumbre.

A efectos del cálculo puede suponerse que las improntas de las ruedas se abren a 45° en ambas direcciones hasta el eje de la losa de tablero.



Carril	Cargas Tándem por eje (kN)	Cargas Repartidas (kN/m ²)
Carril 1	300	9.0
Carril 2	200	2.5
Carril 3	100	
Otros Carriles	0	

$a = 2.00 \text{ m}$; $b = 1.20 \text{ m}$; $c = 0.50 \text{ m}$
 Ancho Carril = 3.00 m
 Impronta Rueda = 0.40 m x 0.40 m

Figura 3. Modelo de Carga 1 (LM1) del Eurocódigo 1

c.2) Modelo de Carga 2

El modelo de carga 2 consiste en un eje único de 400 kN, incluida la amplificación dinámica, que debería aplicarse en cualquier punto de la calzada. La separación entre ejes de ruedas es de 2.00m y las dimensiones de cada rueda son 0.35 m x 0.60 m con la dirección menor en el sentido del tránsito. Las ruedas pueden rozar el cordón de las veredas y puede considerarse sólo una rueda de 200 kN si así se obtuviera el efecto más desfavorable.

Fajas de Circulación: Cantidad y Posición Relativa de los Vehículos

a) DNV

El ancho de calzada (AC) se divide en un número entero de fajas de 3 metros de ancho. Por cada faja de circulación se dispone una aplanadora de 2.5 metros de ancho y 6.0 metros de longitud. El resto de la calzada puede ser ocupado por la muchedumbre compacta. Se indica que el movimiento de las aplanadoras sólo es longitudinal (paralelo al tránsito). No se explicita el movimiento de las aplanadoras dentro de las fajas lo que ha originado que, en nuestro país, se haya hecho costumbre suponer que una aplanadora puede abandonar su faja e incluso estar en contacto lateral con una o dos aplanadoras. Esta situación crea las condiciones de dimensionamiento más desfavorables (dos o más aplanadoras en contacto lateral unas con otras).

b) AASHTO

En general el ancho de carril se considera igual a 3.60m, es decir, que el número de carriles de diseño resultará igual a la parte entera del cociente entre el ancho de calzada entre cordones y/o barreras dividido 3.6 metros.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3.00 m en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del voladizo del tablero: 0.30 m a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes: 0.60 m a partir del borde del carril de diseño.

Dado que el Reglamento no indica límites para la posición de la carga de carril se supone que la misma puede moverse libremente dentro del ancho del carril de diseño.

En la Figura 4 se muestra una disposición adecuada para encontrar las máximas solicitaciones longitudinales en las vigas ubicadas hacia la izquierda del tablero. Si se estuviera buscando la máxima solicitación en el voladizo la distancia entre el filo interno de la baranda y el eje de las ruedas debería pasar de 0.60 m a 0.30 m.

Si un eje del camión o del tándem originara efectos que disminuyen el valor de una acción en estudio dicho eje debe ser eliminado. No ocurre lo mismo con las ruedas. Si un eje es considerado, deben tenerse en cuenta las acciones de todas sus ruedas.

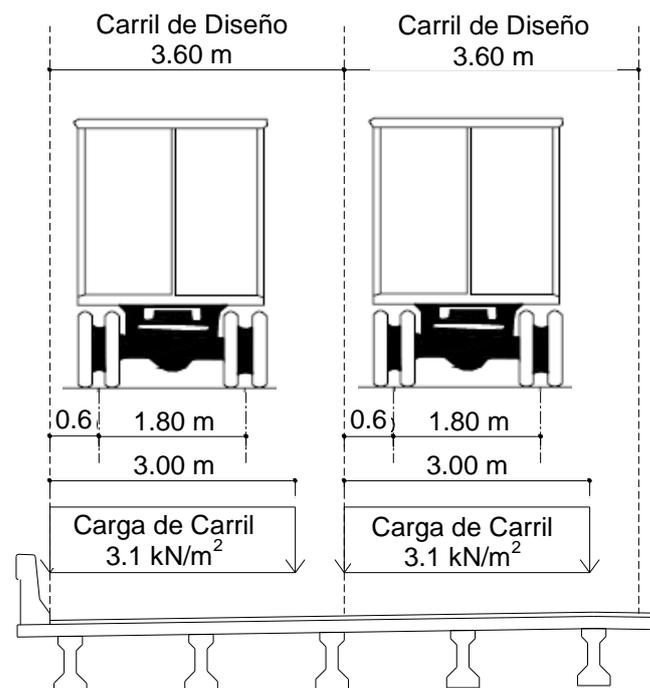


Figura 4. Esquema Transversal carriles de diseño AASHTO

c) UNE-EN 1991-2 (2004) Eurocódigo 1

El ancho de un carril nominal es de tres metros y la cantidad de carriles nominales se obtiene como la parte entera del cociente entre el ancho de calzada y el ancho del carril nominal. Sin embargo debe respetarse también la Tabla 5 que se transcribe más adelante.

Ancho Calzada (w)	Número de Carriles Nominales (n)	Ancho de un Carril Nominal	Ancho del Área Restante
$< 5.40 \text{ m}$	$n = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.40 \leq w < 6.00 \text{ m}$	$n = 2$	$w / 2$	0
$6.00 \text{ m} \leq w$	$n = \text{entero } (w/3)$	3 m	$w - 3 \times n$

Tabla 5. Determinación del número de carriles según Eurocódigo 1

El carril que presente el efecto más desfavorable para el análisis que se esté realizando se numera como carril número 1, el carril que ofrece el segundo efecto más desfavorable se numera como carril 2, etc. Las cargas en cada uno de los carriles depende del número que se le haya asignado. Los carriles pueden estar o no en contacto entre ellos. Los carriles no necesariamente deben ubicarse en secuencia numérica creciente (p.e. el carril 1 puede estar rodeado por los carriles 2 y 3).

Como ya se ha mencionado, las cargas no pueden salirse de su carril y pueden acercarse a no menos de 0.25 m de un borde del mismo. Los carriles no necesitan estar adyacentes unos a otros pero no pueden solaparse.

Tratamiento de la Presencia Múltiple

a) DNV

Cuando el número de fajas de circulación sea mayor que dos, se puede efectuar la siguiente reducción en el peso de las aplanadoras (no de la muchedumbre):

Número de Fajas Cargadas	Coefficiente de Reducción
≤ 2	1.00
3	0.95
4	0.90
> 4	0.85

Tabla 6. Coeficientes de Reducción por número de fajas cargadas (DNV)

b) AASHTO (para dimensionamiento a rotura)

Cuando se analiza el efecto de un único carril cargado es obligatorio mayorar sus efectos por 1.2. Este factor no se aplica cuando el único carril cargado es la vereda.

Cuando se analizan los efectos de más de un carril cargado los efectos pueden corregirse de acuerdo a los factores “m” que se indican en la Tabla 7. Cuando se cargue una vereda la misma se computará como un carril cargado.

Número de Carriles Cargados	Coeficiente de Corrección
≤ 2	1.00
3	0.95
4	0.90
> 4	0.85

Tabla 7. Coeficientes de Corrección por número de fajas cargadas (AASHTO)

c) UNE-EN 1991-2 (2004) Eurocódigo 1

No existe ninguna referencia al respecto pero el hecho de que al aumentar el número de fajas las cargas de los vehículos y de la muchedumbre disminuyan es una forma de considerar la presencia múltiple.

Acción Dinámica

a) DNV

Los efectos dinámicos se tienen en cuenta incrementando las acciones de las cargas que actúan sobre la calzada (no sobre las veredas) mediante un coeficiente amplificador denominado coeficiente de impacto que es función del tipo de estructura y de la luz de la misma. Por ejemplo:

Puentes Losa:	Si $L < 10\text{m}$ → $CI = 1.3$	(2)
	Si $L \geq 10\text{ m}$ → $CI = 1.2 - 0.005 (L - 10) \geq 1$	(3)
Puentes Viga:	Si $L < 10\text{m}$ → $CI = 1.4$	(4)
	Si $L \geq 10\text{ m}$ → $CI = 1.3 - 0.005 (L - 10) \geq 1$	(5)

b) AASHTO

AASHTO lo denomina incremento por carga dinámica (IM).

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 8. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$. El incremento por carga dinámica se aplica sólo a los efectos producidos por los ejes.

No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a:

- Muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, y

- Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno

El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas cubiertas se deberá tomar como:

$$IM = 33 (1,0 - 4,1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\% \quad (6)$$

D_E = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (mm)

Componente	IM (%)
Juntas de tablero para todos los estados límite	75
Todos los demás componentes	
• Estados Límite de Fatiga y Fisuración	15
• Todos los demás estados límite	33

Tabla 8. Incrementos por carga dinámica IM en % (AASHTO)

c) UNE-EN 1991-2 (2004) Eurocódigo 1

Los efectos dinámicos se consideran incluidos en el tren de cargas, es decir, no existe una amplificación de solicitaciones por efectos dinámicos.

Efectos Globales de las Sobrecargas sin Mayorar

La comparación de momentos totales (Figuras 9 y 10) para tramos simplemente apoyados de diferentes anchos de calzada ha sido utilizada para posicionar en forma relativa a los diferentes códigos. Se verá más adelante que este criterio puede conducir a conclusiones equivocadas. Precisamente por eso se mostrarán aquí dos ejemplos comentando solamente que para los dos anchos de calzada estudiados, 8.30 y 13.30 metros, el tren de carga de AASHTO conduce siempre a las menores solicitaciones totales mientras que el Eurocódigo domina para ambos anchos de calzada aunque en menor medida para 13.30m porque va disminuyendo el peso relativo del Carril 1 que es el más cargado.

De todas formas esta no es más que una primera aproximación dado que deben aún incorporarse en el análisis, entre otras cosas, los efectos locales (p.e. acciones sobre la viga más cargada).

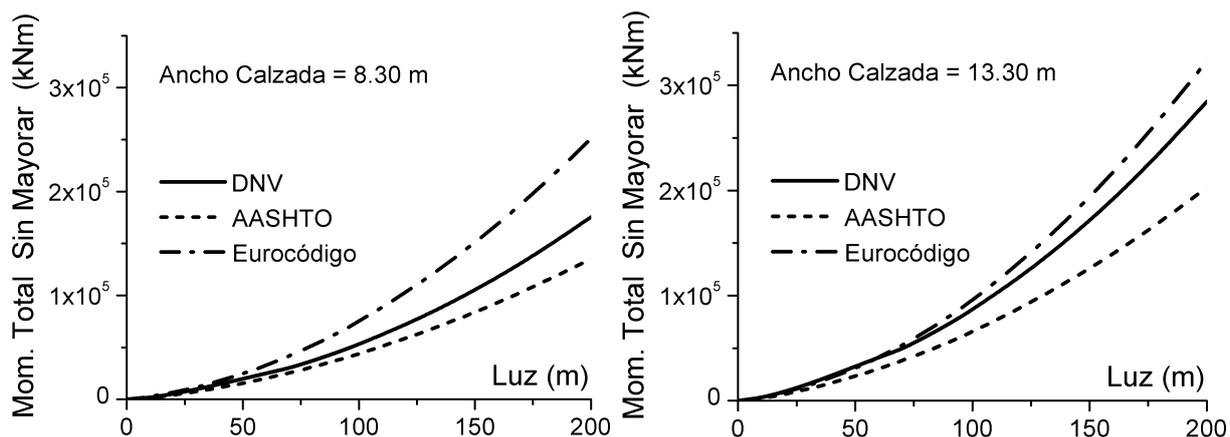


Figura 9. Momentos totales sin mayorar para diferentes anchos de calzada

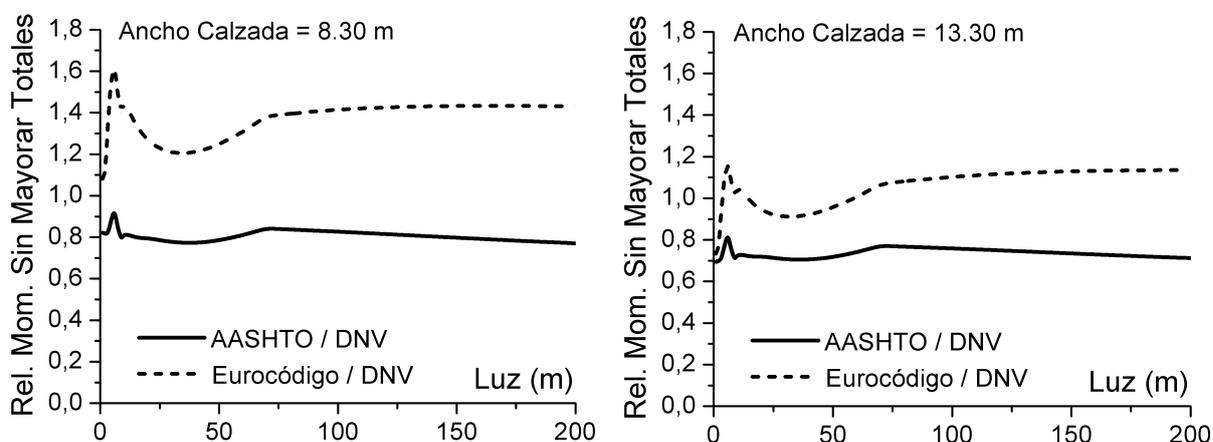


Figura 10. Relación entre momentos totales sin mayorar para diferentes anchos de calzada

COMPENSACIÓN POR PRETENSADO DE TRACCIONES EN SERVICIO

Los diferentes reglamentos proponen, para pretensado limitado, diferentes tensiones de tracción admisibles. Asimismo, por ejemplo, mientras la DNV considera el 100% de las acciones por sobrecarga para el cálculo de tracciones en servicio, AAHSTO considera el 80% de las mismas. Todo esto conduce a, para iguales acciones, las fuerzas de tesado obtenidas difieran entre sí. De todas formas, si bien se han hecho algunos cálculos al respecto, se ha hecho hincapié en los temas relacionados con los estados últimos.

COMBINACIÓN Y MAYORACIÓN DE SOLICITACIONES

Las Tablas 11 y 12 muestran los coeficientes de mayoración para cargas permanentes y accidentales correspondientes a las especificaciones AASHTO. La combinación actualmente en uso en Argentina toma un coeficiente de mayoración

único para cargas permanentes y accidentales igual a 1.75 y el Eurocódigo adopta un valor único de 1.35 aunque pueden presentarse variaciones entre países.

	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa	1.80	0.45
DW: Sup. de rodamiento e instalac. p/ serv. públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
○ Activo	1.50	0.90
○ En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical de suelo		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Tabla 11. Coeficientes de mayoración de cargas permanentes s/ AASHTO

	Tipo de Carga (notación AASHTO)		WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE
	Permanente	Accidental							
Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS							
AASHTO Resistencia I	γ_p	1.75	1.00	---	---	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}

Tabla 12. Coeficientes de mayoración de cargas accidentales s/AASHTO

Efectos Globales de las Sobrecargas Mayoradas

Si se comparan ahora las solicitaciones totales por sobrecargas pero en este caso mayoradas se obtienen los resultados que se muestran en las Figuras 13 y 14. Como puede apreciarse, AASHTO sigue presentando las menores solicitaciones para ambos anchos de calzada pero se aprecia que, para el ancho de 8.30 m la curva correspondiente a la DNV se acerca al Eurocódigo alcanzándola para las luces más frecuentes mientras que, para 13.30m de ancho de calzada, las solicitaciones de DNV mayoradas se encuentran siempre por sobre las del Eurocódigo.

Nuevamente, a pesar de que resulta tentador, no es oportuno aquí tampoco sacar conclusiones demasiado contundentes a partir de estos resultados.

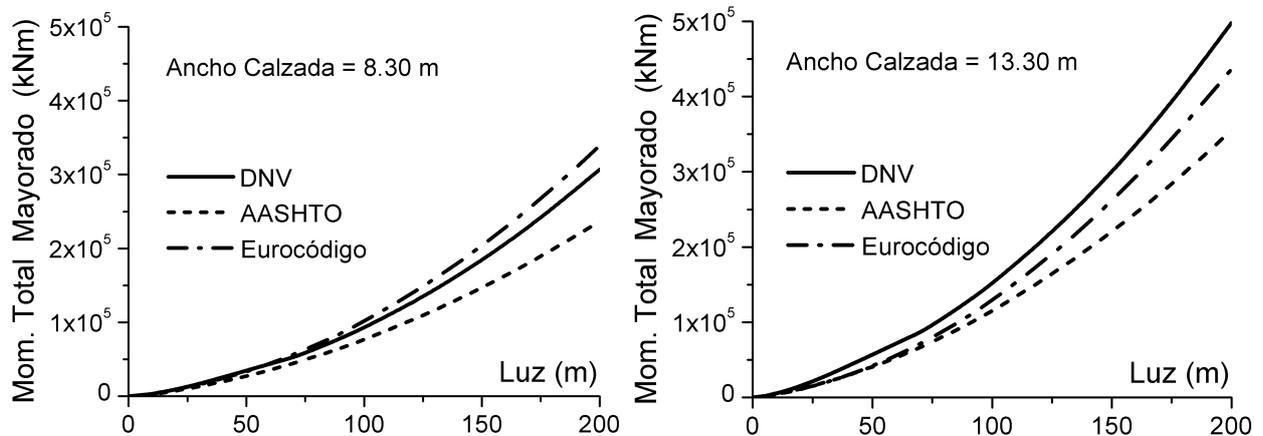


Figura 13. Momentos totales mayorados para diferentes anchos de calzada

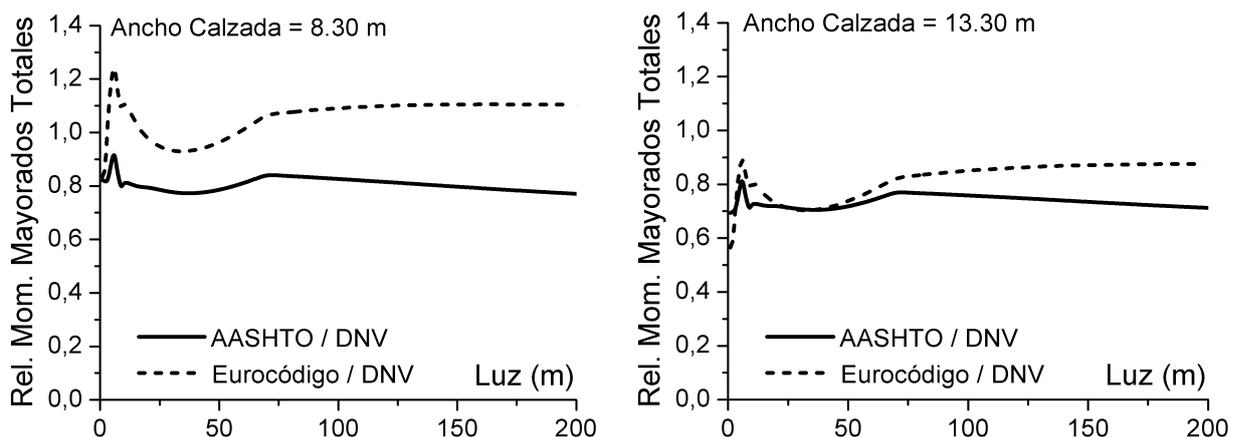


Figura 14. Relación entre momentos totales mayorados para diferentes anchos de calzada

MÉTODOS DE DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

Dado que finalmente se compararán requerimientos de fuerzas resistentes en las armaduras es necesario introducir entonces también las características particulares que los diferentes reglamentos utilizan para el dimensionamiento a flexión.

En las comparaciones se presentan varias particularidades.

a) Las resistencias de los materiales hormigón y acero

El CIRSOC 201-82 y el Eurocódigo utilizan a la resistencia característica como valor de referencia. AASHTO, sin embargo, tiene una forma algo diferente de

calcular su resistencia de referencia. A los efectos de estas comparaciones se considerará que ambas resistencias están relacionadas por un factor constante e igual a 1.20, es decir que, calculando con un mismo hormigón, la resistencia a utilizar en AASHTO será un 20% superior a las otras.

En las expresiones de resistencia el CIRSOC 201-82 utiliza resistencias de cálculo β_R y β_S para el hormigón y para el acero. Mientras que β_S es igual a la tensión de fluencia del acero, β_R es menor que la resistencia característica y sus valores pueden observarse en la Figura 15.

En las expresiones de resistencia de AASHTO se utilizan las resistencias especificadas sin minorar con la salvedad ya hecha en cuanto al cálculo de la resistencia hormigón.

En las expresiones de resistencia del Eurocódigo se utilizan resistencias minoradas para el hormigón y para el acero. La resistencia del hormigón se minorada en 1.50 y la del acero en 1.15.

b) Esquema General de Seguridad, Minoración de Resistencias de las Secciones, Planos Límite y Diagramas de Tensiones en el Hormigón

El esquema más general de seguridad tiene la forma:

$$\text{Solicitaciones Mayoradas} \leq \text{Resistencias Minoradas} \quad (7)$$

Para castigar la falta de ductilidad que pudieran presentar algunas situaciones de rotura, los reglamentos emplean diferentes estrategias:

- El CIRSOC 201-82 utiliza un coeficiente único de mayoración de solicitaciones que es variable con la deformación que presente el acero en el momento de la rotura (Figura 15). Este coeficiente, cuyo valor varía entre 1.75 y 2.1, multiplica a las solicitaciones.
- AASHTO considera un coeficiente de reducción de resistencias " ϕ " que es variable con la deformación que presente el acero en el momento de la rotura y con el grado de pretensado (Figura 16). Este coeficiente, siempre menor o igual que la unidad, multiplica a la resistencia nominal, es decir, la disminuye.
- El Eurocódigo utiliza coeficientes de minoración de resistencia en los materiales componentes de la sección. Al ser menor el correspondiente al hormigón, se está castigando a aquellas roturas en las que el hormigón tiene mayor participación, es decir, aquellas en las que el acero presenta menores deformaciones de tracción.

Las situaciones de rotura se corresponden, para todos los reglamentos, a alguna de las representadas por el esquema de planos límite de deformaciones adoptado y que se muestran en las Figuras 15 a 17.

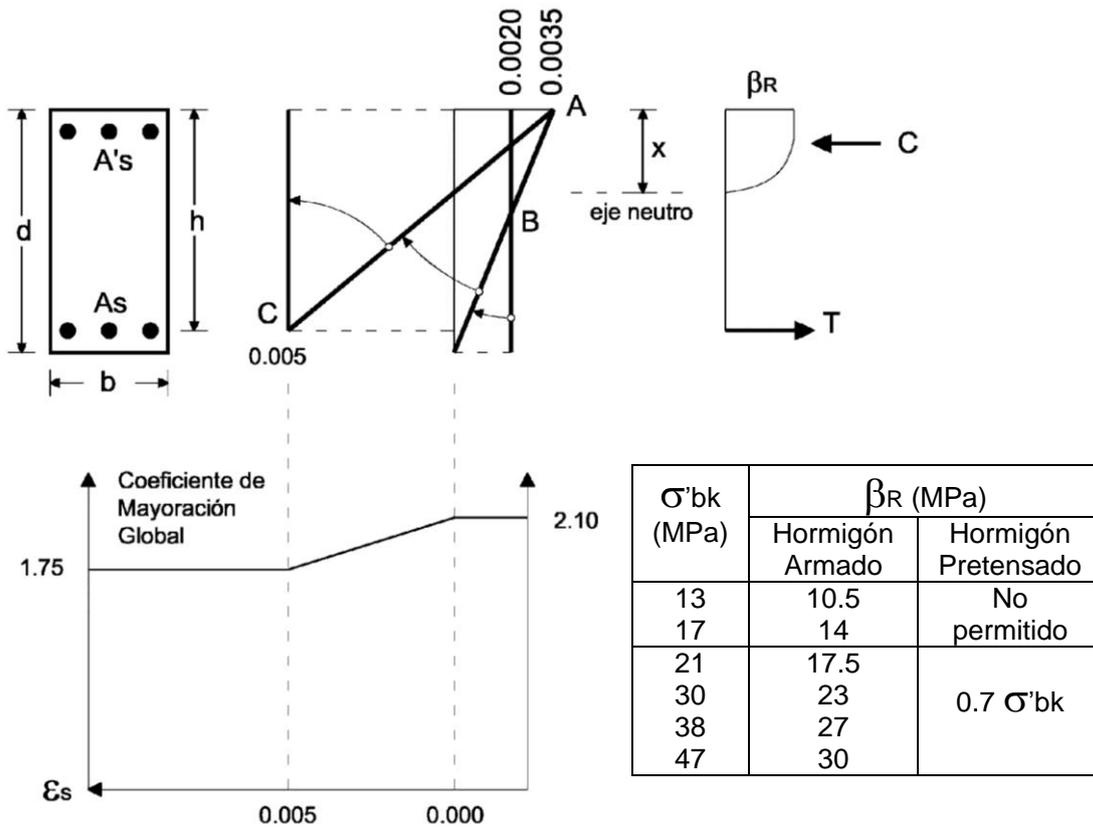


Figura 15. Dimensionamiento en Flexión según CIRSOC 201-82

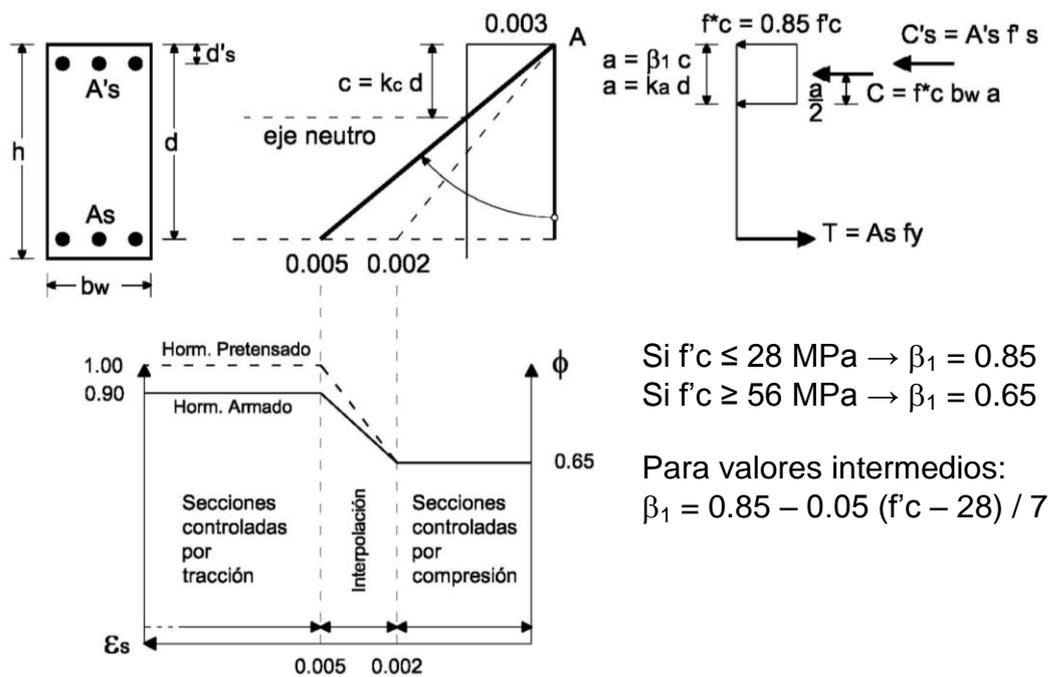


Figura 16. Dimensionamiento en Flexión según AASHTO

El Eurocódigo comparte características con los reglamentos anteriores. Con el CIRSOC comparte el tener tres puntos de giro en los planos límite y con AASHTO, la utilización de un bloque de compresiones rectangular. Existen sin embargo diferencias en cuanto a la deformación máxima del hormigón y del acero que, por no poder resumirse en unas pocas líneas, no serán incluidas en el presente trabajo. Sin embargo, puede decirse que, para hormigones de hasta 50 MPa, la deformación máxima del hormigón por compresión llega a 3.5 o/oo (igual a la del CIRSOC), el bloque rectangular tiene un valor de resistencia constante igual a $0.85 f_{ck} / 1.5$ y una altura que es igual al 80% de la profundidad del eje neutro de deformaciones.

En lo que respecta a la deformación última en el acero, para el Eurocódigo ésta depende del tipo de acero a utilizar. El valor general recomendado es $0.9 \epsilon_{uk}$. El Anexo francés recomienda, por ejemplo, para el acero de 420 MPa un valor de 45 o/oo (muy superior a la del CIRSOC).

Comparaciones

Aunque en el caso de elementos pretensados la situación es un poco más compleja, para las comparaciones se parte de un momento mayorado a ser resistido y se obtiene una fuerza de tracción a compensar. En el caso del CIRSOC 201-82 y del Eurocódigo, el momento M_n que debe resistir la sección es igual al momento solicitante calculado para acciones mayoradas. En el caso de AASHTO para llegar al momento nominal hay que dividir el momento solicitante por el factor " ϕ " que para hormigón armado vale 0.90 y para hormigón pretensado vale 1.00. Por su parte, el Eurocódigo introduce factores de disminución en la resistencia de los materiales. Estos son de 1.5 para el hormigón y de 1.15 para el acero. Lo que se comparará son fuerzas a equilibrar con armaduras supuesto que éstas se encuentran en fluencia, es decir, fuerzas de compresión en el hormigón. Por ese motivo, para hacer homogéneas las comparaciones, los resultados obtenidos para el Eurocódigo se multiplicarán por 1.15 que es el factor de reducción de resistencia del acero. Por otra parte, y en el mismo sentido, se compararán fuerzas en el acero "reducidas", es decir divididas por el ancho y altura útil de la sección y por la resistencia característica cilíndrica que utiliza el CIRSOC 201-82.

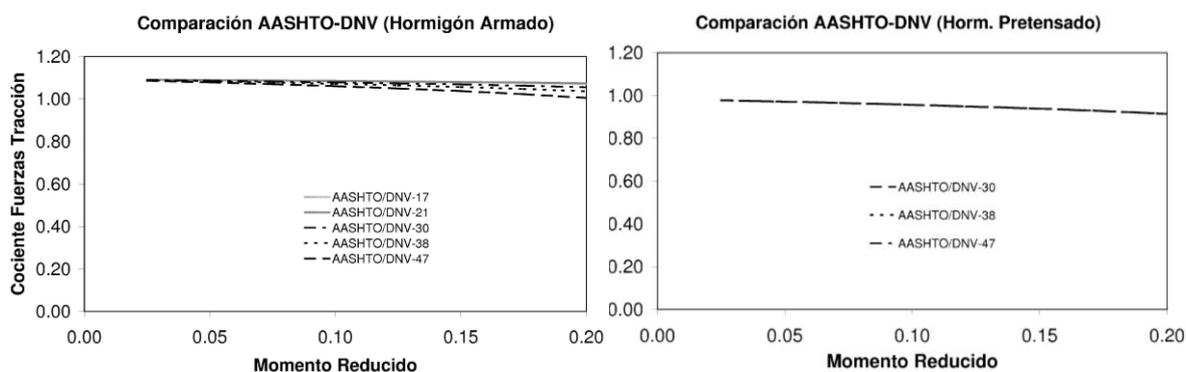


Figura 17. Cocientes entre las fuerzas últimas de tracción para hormigón armado y pretensado comparando AASHTO con DNV

Si bien en las Figuras 17 y 18 se observan diferencias entre resultados obtenidos a partir del empleo de los diferentes reglamentos, las mismas resultan mínimas si se las compara con las obtenidas al analizar las solicitaciones globales.

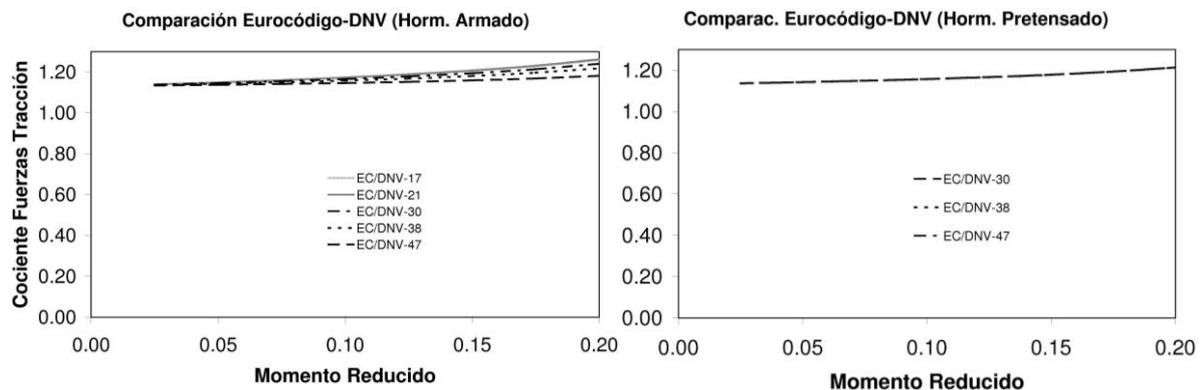


Figura 18. Cocientes entre las fuerzas últimas de tracción para hormigón armado y pretensado comparando Eurocódigo con DNV

CONCLUSIONES FRENTE A LAS COMPARACIONES GLOBALES

En este trabajo se han hecho comparaciones globales entre la combinación DNV-CIRSOC 201-82, AASHTO y Eurocódigos. Las comparaciones han estado referidas a:

- Acciones (Sobrecargas viales)
- Compensación de Tracciones
- Combinación y Mayoración de Solicitaciones
- Métodos de Dimensionamiento

Valen entonces algunas conclusiones.

- a) Las comparaciones globales no permiten hacer una comparación cuantitativa y global entre reglamentos.
- b) En términos generales parecería que la norma AASHTO conduciría a puentes menos resistentes que las otras dos normas analizadas.
- c) La única forma de llegar a valores cuantitativos es hacer una comparación detallada referida a tipos estructurales reales en rangos de luces usuales. Esa comparación es motivo de otro trabajo que se presenta en estas mismas Jornadas.

OTRAS ACCIONES

Dentro de las tareas que el CIRSOC ha iniciado para la adaptación de una norma extranjera a nuestro medio figuran, entre otras, las siguientes acciones a adaptar:

- Viento
- Temperatura

- Nieve
- Sismo

En lo que hace a este último, es intención del CIRSOC que, a diferencia de lo que ha ocurrido con otros reglamentos, en este caso la colaboración con el INPRES permita incluir todo lo referente a sismo dentro de un único documento.

Aunque tal vez no forme parte de una primera edición, se está estudiando también adaptar a los materiales locales las prescripciones referentes a creep y contracción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado, Administración General de Vialidad Nacional, 1952
- [02] Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado, CIRSOC, 1982
- [03] Estructuras de Hormigón Armado, Fritz Leonhardt, El Ateneo, edición original en alemán 1973
- [04] AASHTO LFRD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010
- [05] UNE-EN 1991-2, Eurocódigo 1: Acciones en estructuras, Cargas de tráfico en puentes, AENOR, Octubre 2004
- [06] Guide to Basis of Bridge Design Related to Eurocodes Supplemented by Practical Examples, edited by Luca Sampaolesi and Pietro Croce, Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005
- [07] Bridge Loads, An International Perspective, Colin O'Connor and Peter Shaw, Spon Press, 2002
- [08] Guidance Book – Eurocodes 3 and 4 – Application to Steel-Concrete Composite Road Bridges