

EL PUENTE VIGA DE HORMIGÓN PRETENSADO SEGÚN DISTINTOS REGLAMENTOS

Edgardo Luis Lima - Isabel Luparia - Mariano Lima - M.Alejandra Bértora
Facultad de Ingeniería UNLP . ESTUDIO LIMA Ingeniería Estructural.
La Plata

RESUMEN

A partir de los resultados obtenidos en la comparación de reglamentos para cargas y sobrecargas, distribución transversal de esta última y dimensionamiento en flexión en trabajos anteriores, se ha creído oportuno, realizar un análisis comparativo del cálculo completo de la superestructura de un puente viga simplemente apoyado, abarcando trenes de cargas, cálculo de solicitaciones y cálculo de resistencias, a fin de poder apreciar las diferencias globales entre cada reglamento.

Se han considerado cargas DNV y dimensionamiento con CIRSOC 201/82; cargas DNV y dimensionamiento CIRSOC 201/05; y cargas y dimensionamiento según AASHTO.

Se concluye con un cómputo de materiales y un análisis sobre la seguridad de los puentes resultantes para cada reglamento a fin de hacer un aporte para la definición de un reglamento de aplicación en nuestro país.

Abstract

Based on the results of the comparison of regulations for loads and overloads, cross section distribution in the overloads and bending dimensioning in previous works, we think that is appropriate, make a comparative analysis of the calculation of a full simply supported beam bridge, covering trains loads, calculating solicitations and calculation of resistance in order to assess the overall differences between each regulation.

DNV loads have been considered and dimensioning with CIRSOC 201/82; loads DNV and dimensioning CIRSOC 201/05, and loads and design according to AASHTO.

It concludes with a calculation of materials and analysis on the safety of bridges resulting get for each regulations to make a contribution to the definition of an implementing regulation in our country.

En una buena parte del territorio argentino, los ríos y cursos de agua son de escasa profundidad, no navegables, con anchos importantes y estiajes significativos. Esto quiere decir que las pilas intermedias no significarán en general una limitación importante de la sección de escurrimiento, no presentarán una gran complejidad constructiva ni una incidencia desmedida en el costo total del puente. En estos casos el puente viga simplemente apoyada con vigas prefabricadas suele ser la opción más adecuada. Algo similar ocurre con los altoniveles o viaductos en los que la separación entre pilas suele permitir la adopción económica de este tipo estructural de viga simplemente apoyada.

Nuestra experiencia indica que, en general, con luces parciales comprendidas entre 15 y 30 metros se resuelve la mayoría de estos casos siendo, entre ellos, lo más frecuente que dichos valores se encuentren entre 20 y 25 metros.

En los últimos cuarenta años el hormigón pretensado ha ido ganándole espacio al hormigón armado convencional en base a ventajas económicas conjuntamente con un mayor conocimiento de sus técnicas de ejecución como de su proyecto y dimensionamiento.

En consecuencia los puentes viga simplemente apoyadas tal como estamos considerando se ejecutan en su gran mayoría como un conjunto de vigas longitudinales simplemente apoyadas de hormigón pretensado sobre las que se suele disponer una losa de tablero de hormigón armado convencional que podrá ser construida "in situ" formando parte de la sección transversal resistente de la superestructura.

Para el proyecto de los puentes de hormigón armado y pretensado se ha utilizado durante los últimos cincuenta años en la Argentina, un mismo tren de cargas para el cálculo de las solicitaciones y diversos reglamentos para el dimensionamiento de las secciones.

Efectivamente en 1952 se introduce el "Reglamento para el cálculo de puentes de hormigón armado" (DNV 52) con un primer capítulo destinado a las cargas, sobrecargas y acciones en general, un segundo capítulo referente al cálculo de las solicitaciones y finalmente uno referido al dimensionamiento de secciones en hormigón armado. Paradójicamente este último, el más moderno de todos ya que incorporaba el cálculo en el estado límite de rotura (LRFD) que lo transformaba en uno de los más modernos del mundo, fue el primero en perder vigencia.

Efectivamente, en el año 1964 aparece el "Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón" (PRAEH 64) también con el cálculo en estado límite último y la introducción del pretensado. En 1982 surge el reglamento CIRSOC 201 "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado" que se ha mantenido en uso hasta la actualidad.

Finalmente, en el año 2005, la Argentina cuenta con el "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón" (CIRSOC 201/05), aún en trámite de aprobación pero que, al igual que el PRAEH 64, el uso generalizado podría constituirlo en "reglamento".

Este reglamento CIRSOC 201/05 es, al menos en los capítulos referentes al dimensionamiento de secciones, prácticamente coincidente con el "Building Code Requirements" (ACI 318 -02) de los Estados Unidos de América que es un reglamento de aplicación para edificios y que en la mayor parte de su territorio no es de aplicación para los puentes para los que se utiliza la "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications" . American Association of State Highway and Transportation Officials. 2002.

Es conocido el riesgo que puede significar el uso simultáneo de diferentes normas durante el proceso de cálculo y dimensionamiento de las estructuras en general y de los puentes en particular. ¿Cuál sería la situación en la Argentina?

Pareciera existir consenso entre los profesionales respecto a la inconveniencia de incorporar la norma AASHTO en la Argentina. Se trata de una norma muy extensa y completa que incluye prácticamente todas las posibilidades de materialización de un puente, tanto en materiales como en tecnologías pero que no parece fácil de extender a otros territorios aún cuando es de aplicación en otros países de América Latina donde se utiliza como base el código ACI 318 (Perú, Chile, Ecuador, etc). También sería necesario una verificación completa de sus márgenes de seguridad, habida cuenta que en principio parecieran menores a los que utilizamos hoy en Argentina.

Similar consenso se tendría en mantener el tren de cargas del Reglamento DNV que ha producido puentes con un funcionamiento adecuado, aún utilizando distintas normas para el dimensionamiento de secciones. Esto último, podría argumentarse, debido a que las solicitaciones que resultan de la aplicación de su tren de cargas son algo elevadas.

Efectivamente, por ejemplo en puentes viga de 8.30 m de ancho de calzada los momentos flectores máximos por sobrecarga para toda la superestructura en función de las distintas luces pueden verse en la figura 1.

Como puede apreciarse los momentos flectores máximos para el total de la

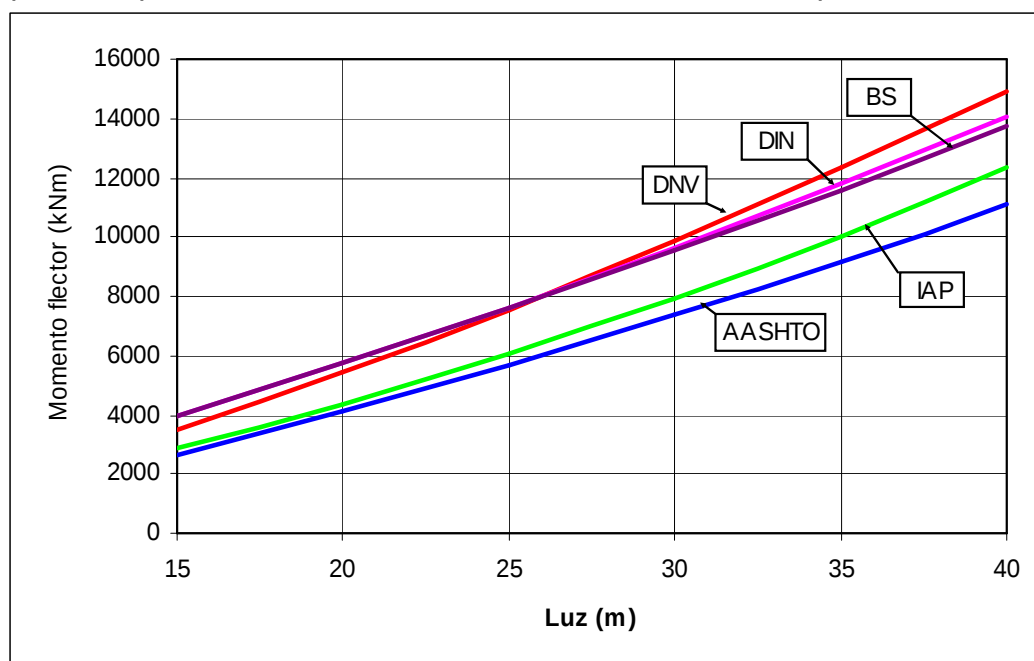


Figura 1

superestructura obtenidos para el tren de cargas de nuestro reglamento DNV son por lo menos un 30% mayores que los obtenidos para el tren de cargas de la norma AASHTO. Diferencias mucho menores se presentan frente a otras normas.

Algo similar se observa en la figura 2 para anchos de calzada de 15 metros.

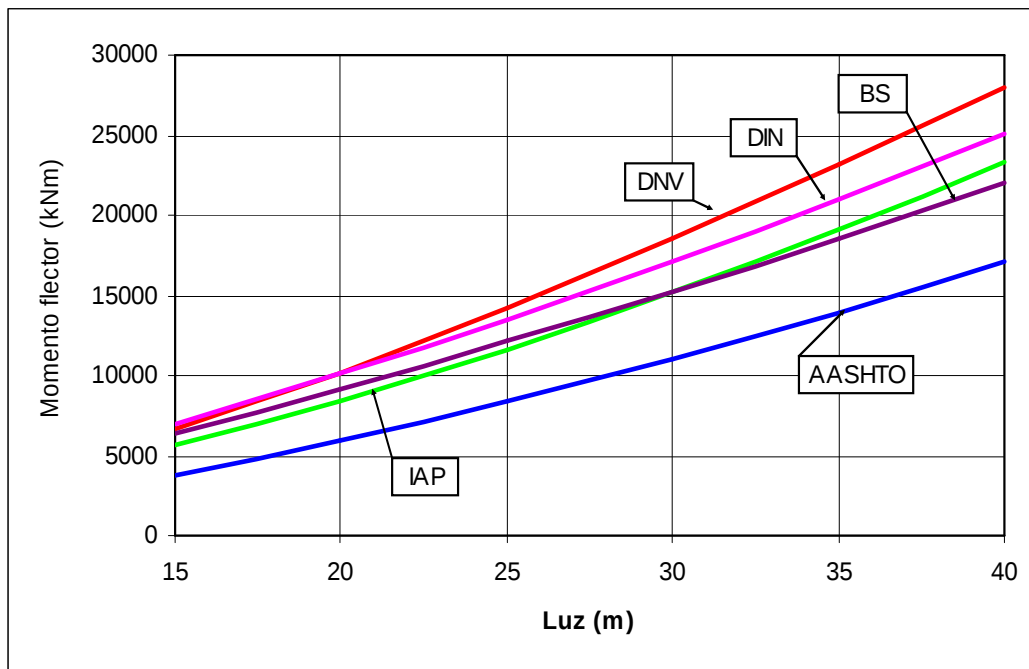


Figura 2

Las diferencias son aún mayores si se agregan veredas peatonales a los anchos de calzada mencionados anteriormente.

Aceptada la hipótesis de mantenimiento del actual tren de cargas de nuestro reglamento DNV, el problema pareciera centrarse en la norma de aplicación para el cálculo de esfuerzos y para el dimensionamiento de secciones aunque no debe perderse de vista que el tren de cargas utilizado tiene mucho que ver sobre todo con el primero de estos aspectos.

Efectivamente la disposición transversal de la carga tiene mucha importancia a la hora de determinar los esfuerzos máximos en cada una de las vigas que constituyen la sección transversal de la superestructura.

En la figura 3 puede observarse la relación entre el momento flector máximo, correspondiente a la viga más cargada, y el momento flector medio para todas las vigas de la sección, para la sobrecarga del reglamento de la DNV y para un ancho típico de calzada de 8.30 metros; para el caso de no disponerse viga transversal en el centro de la luz (s/viga) con una viga de rigidez moderada (c/viga 1) o con una viga transversal de rigidez "infinita" (c/viga 2).

Podemos decir que las diferencias se encuentran en el orden del 10% al 30%.

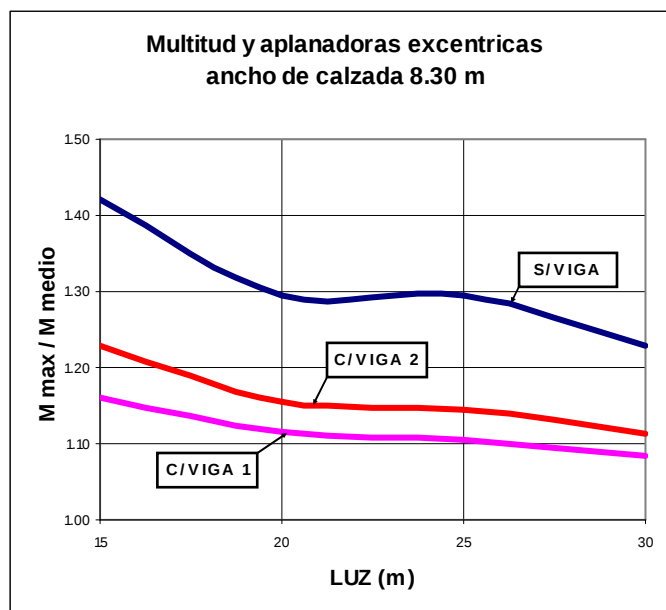


Figura 3

Admitamos también, como parece más razonable, que en el cálculo de solicitaciones máximas para las vigas longitudinales se considerará la ubicación más desfavorable de las sobrecargas, en sentido transversal al tránsito. Esto es, se considerará como posible la ubicación excéntrica de las aplanadoras respecto al eje longitudinal de la calzada.

Supongamos, en definitiva, que para el cálculo de las solicitaciones en la superestructura se adopta el tren de cargas correspondiente al reglamento de la DNV y que se considerará la ubicación más desfavorable de las sobrecargas, tanto en sentido longitudinal como transversal al eje del puente.

A partir de ello queda por considerar el dimensionamiento de secciones las que supondremos, para la superestructura, de flexión y corte.

La relación existente entre el dimensionamiento a flexión en estado límite de rotura para los distintos reglamentos ya se ha considerado en “La resistencia a flexión del hormigón armado según distintos reglamentos” allí se concluía que el dimensionamiento a flexión simple en el estado límite de rotura arrojaba resultados muy similares entre el CIRSOC 201/82 y la especificación AASHTO; mientras que utilizando el nuevo reglamento CIRSOC 201/05 se obtenían cuantías menores en un orden del 20 al 25% a las correspondientes al CIRSOC 201/82. Por supuesto estos números dependen de una cantidad de factores entre ellos, la relación entre la carga permanente y el peso propio, la relación entre la sobrecarga y la carga permanente, las cuantías límite que se quieran adoptar, etc. Los valores indicados corresponden a los parámetros habituales en los puentes, los que resultan por otra parte bastante acotados.

En la figura 4 se grafican los momentos flectores admisibles ($M_{rot} / \text{coef seg}$) para las distintas normas y suponiendo roturas controladas por tracción, hormigones de hasta 30 MPa, $M_{RD} / M_D = 0.20$, $M_D = M_L$, etc.

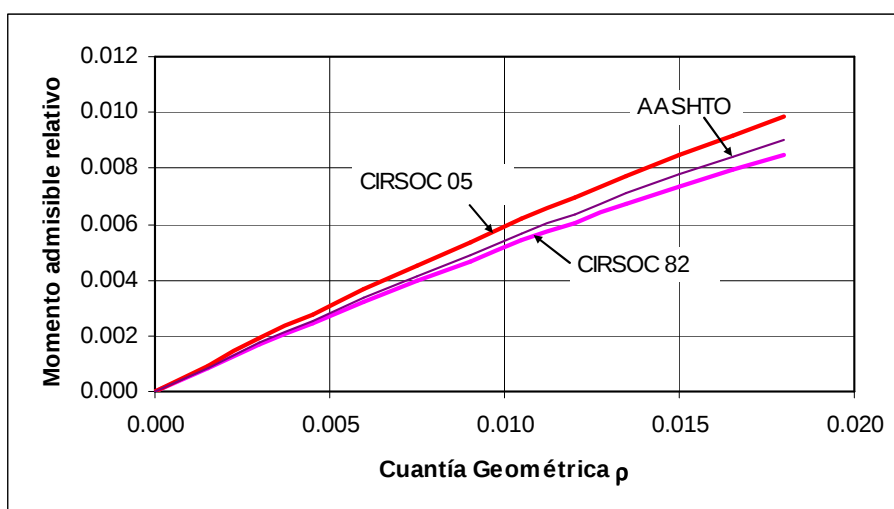


Figura 4

En la figura 5 se representan las relaciones entre estos momentos y los correspondientes a nuestra actual norma CIRSOC 201/82.

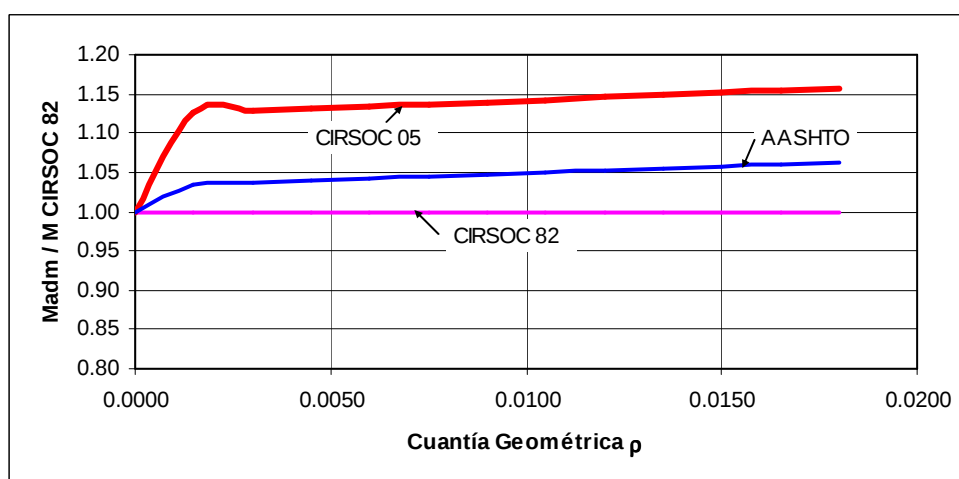


Figura 5

Puede observarse como el CIRSOC 201/05 da valores de resistencia, para igual cuantía de armadura, un 15% mayores que los del CIRSOC 201/82. Esta situación baja al 5% cuando se considera la AASHTO.

Cuando se consideran los estados de servicio para comparar los efectos del pretensado la situación se complica enormemente si se quiere resolver algebraicamente debido a la cantidad enorme de factores que intervienen; además de los parámetros de las secciones resistentes para cada tipo de sollicitación (viga sola, sección completa) se deben considerar las tensiones límite de tracción y de compresión (para tiempo infinito y en el instante del tesado).

Para tratar de obtener algún valor de comparación se han considerado varios puentes “reales” proyectados con el CIRSOC 201/82 y para todos ellos se ha redimensionado la fuerza de pretensado a tiempo infinito para las nuevas tensiones límite y coeficientes de mayoración de cargas según las distintas normas (CIRSOC 201/05 y AASHTO).

En el gráfico de la figura 6 se han graficado la fuerzas de pretensado a tiempo infinito para los tres reglamentos mencionados. Puede verse que tanto la correspondiente al CIRSOC 201/05 para la clase U (uncracked), la que es de todas las clases incluidas en la norma la que conduce a la mayor fuerza de pretensado, como la obtenida para la norma AASHTO, también para hormigón no fisurado y considerando condiciones de medio ambiente moderadas, conducen a valores menores que los correspondientes al CIRSOC 201/82.

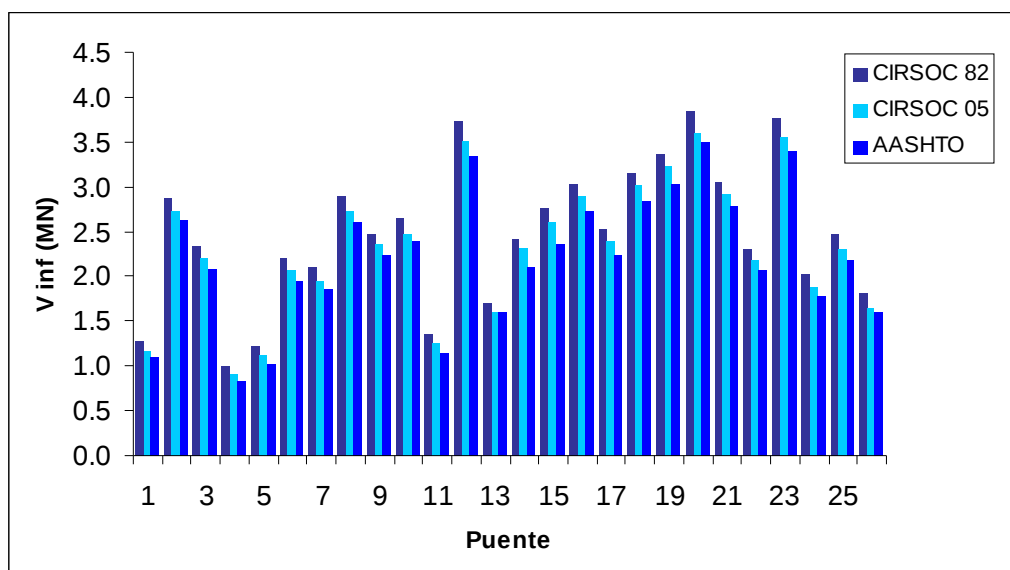


Figura 6

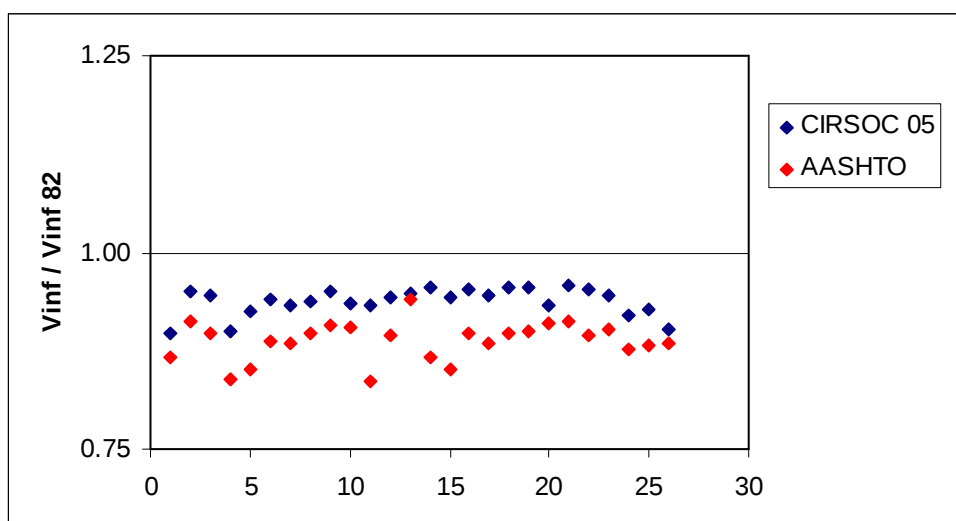


Figura 7

En la figura 7 se han graficado para cada caso las relaciones entre los valores de la fuerza de pretensado a tiempo infinito respecto del valor correspondiente al CIRSOC 201/82. Se observa que las diferencias se encuentran entre 0.85 y 0.95 con un valor medio del orden de 0.90 es decir un 10% menores que las obtenidas con la normativa actual.

Si en lugar de considerar para la norma AASHTO condiciones moderadas se utilizan las tensiones límite para condiciones severas del medio ambiente, los gráficos de las figuras 6 y 7 se transforman en los de las figuras 8 y 9 respectivamente.

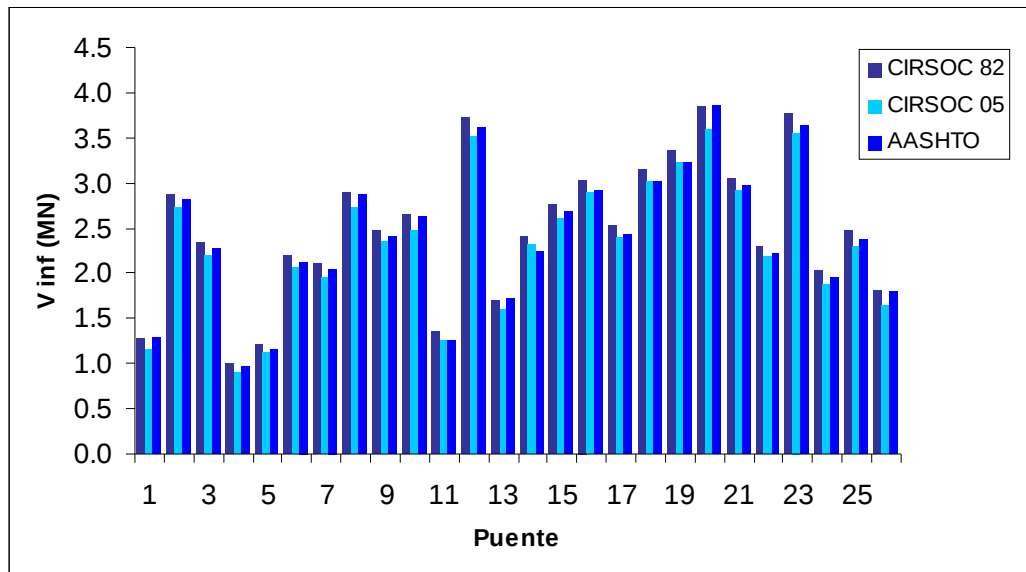


Figura 8

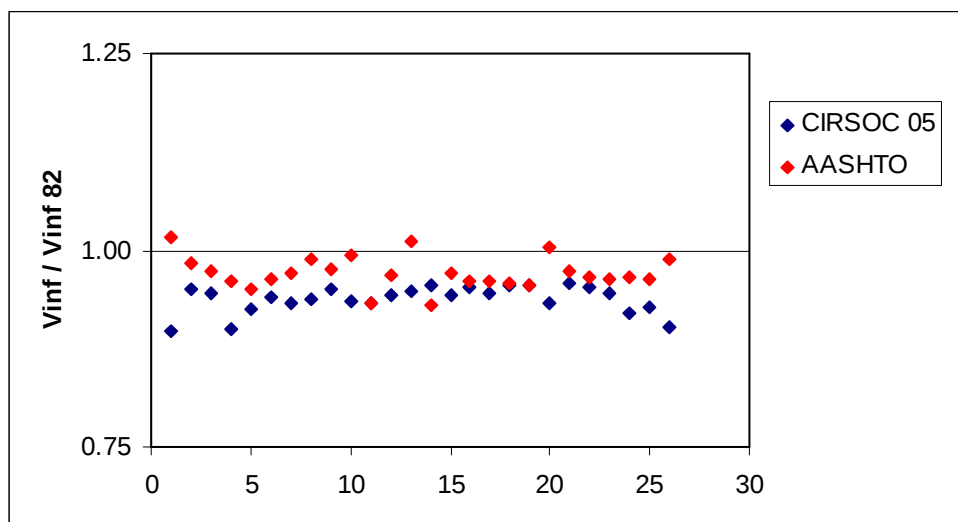


Figura 9

Se observan mayores fuerzas de pretensado para la norma AASHTO cuyos valores difieren de los obtenidos con CIRSOC 201/82 en el orden del 5%.

Esto significa que, considerando para AASHTO condiciones severas, la valoración de la fuerza de pretensado es muy similar para las diferentes normas por lo que cambiar de una a otra, en este sentido, parece no tener mucha significación.

Finalmente, y a fin de poder tener una idea global del problema se ha calculado la superestructura de un puente de 25 m de luz entre ejes de pilas (24.30 m entre ejes de apoyos de vigas) con un ancho de calzada de 8.30 m, dos cordones vereda de 0.50 m de ancho útil y sus correspondientes barandas (figura 10); la sección transversal está constituida por 6 vigas longitudinales perfiladas, prefabricadas y pretensadas y una losa de tablero de espesor uniforme 0.15 m hormigonada “in situ” de manera de participar en la sección resistente para las sobrecargas.

Las solicitaciones se calcularon utilizando un modelo de elementos finitos igual para los dos distintos trenes de carga. Los trenes de carga utilizados fueron los correspondientes a nuestro reglamento DNV y a la norma AASHTO, en ambos casos se utilizó el tren más cargado para cada uno de ellos (A-30 y HL-93).

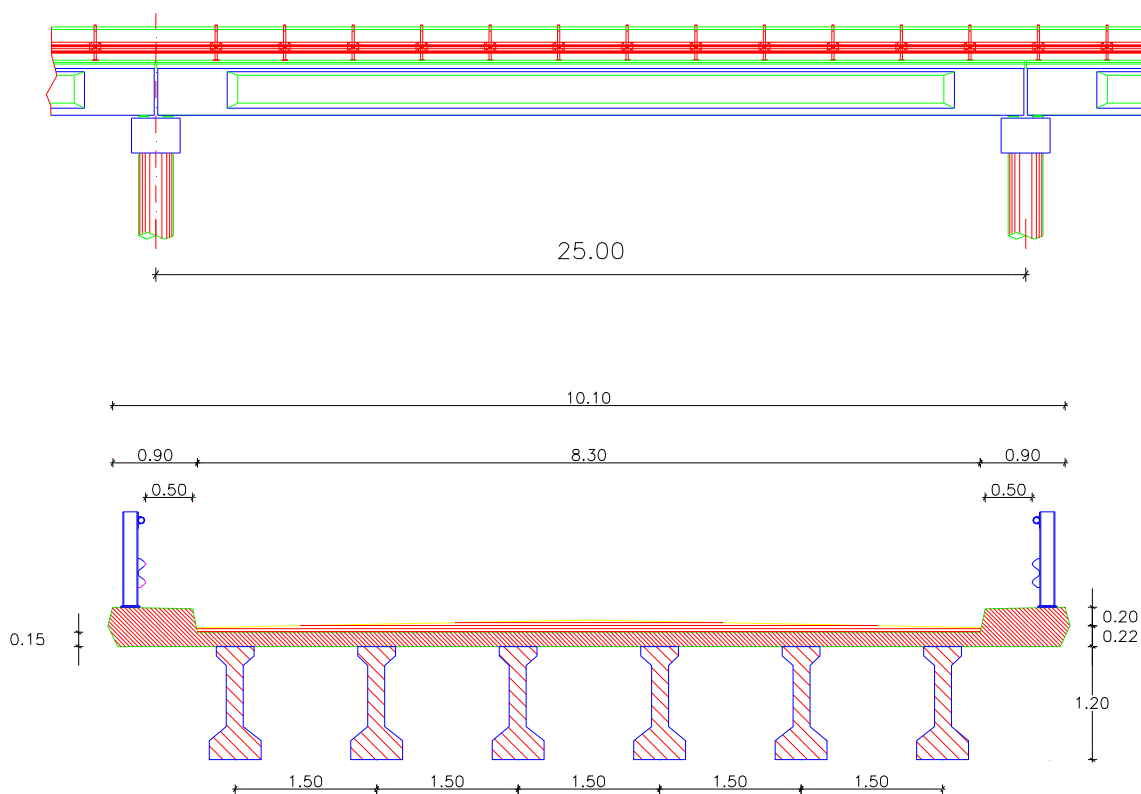


Figura 10

La sobrecarga de la DNV, muy conocida en nuestro medio, consta de una aplanadora de 300 kN por cada faja de circulación, en este caso dos, una multitud compacta en calzada, en este caso 5.77 kN/m^2 , y una multitud compacta sobre veredas de 4 kN/m^2 . La carga de aplanadoras y multitud en calzada se afectan de un coeficiente de impacto, en este caso 1.23, no así la multitud en vereda que se se

incluye sin impacto. Las cargas se ubican en la posición más desfavorable, tanto en sentido longitudinal como transversal.

La carga según AASHTO (figura 11) está constituida por una carga uniformemente distribuida en sentido longitudinal por cada faja de circulación con un valor de 9.3 kN/m y que se considerará distribuida, en sentido transversal, en forma uniforme en un ancho de 3.00 metros. Además se agrega a cada faja de circulación un camión (el tandem no es definitorio en este caso) con tres ejes separados 4.30 m y con un peso para cada uno de los ejes traseros de 145 kN y de 35 kN para el eje delantero; se considera una trocha para el camión de 1.80 metros; sólo la carga de camión se afecta de un coeficiente de impacto igual a 1.33. La carga sobre las veredas es de 3.6 kN/m² (aunque sólo se aplica para veredas de más de 0.60 m de ancho útil). Se han considerado una o dos fajas de circulación cargadas, con las cargas en la posición más desfavorable y considerando el factor de presencia múltiple (1.20 para una faja cargada y 1.00 para dos fajas cargadas).

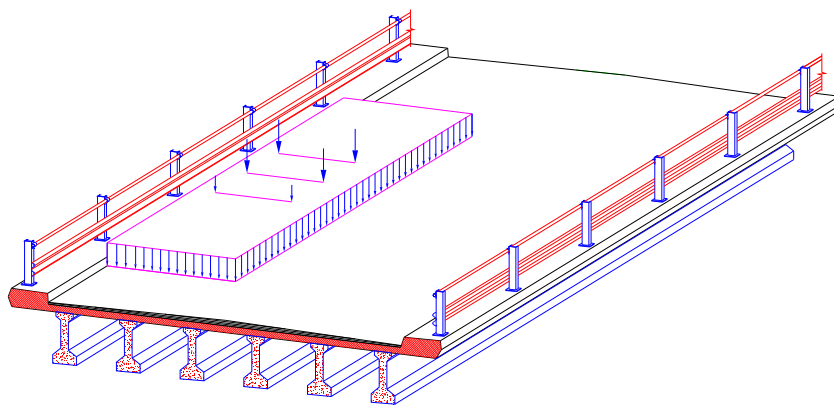


Figura 11

Para el cálculo de los esfuerzos en la losa de tablero se utilizó la simplificación de la DNV consistente en suponer la faja transversal como una viga simplemente apoyada o doblemente empotrada para los distintos momentos flectores; para la norma AASHTO se utilizó el modelo de emparrillado.

Para el dimensionamiento de secciones de armadura activas y pasivas se han considerado, por un lado el CIRSOC 201/82 como es habitual en nuestro medio, el CIRSOC 201/05 considerando para el dimensionamiento de la fuerza de pretensado la clase U, y la norma AASHTO suponiendo, para la determinación de la fuerza de pretensado, condiciones ambientales moderadas (para condiciones ambientales severas, la fuerza de pretensado será sensiblemente mayor). Algunos resultados se vuelcan en la tabla 1.

En la primera columna se consignan cada uno de los elementos calculados que se procura comparar, en la segunda columna su unidad. Las tres columnas siguientes corresponden a los resultados del dimensionamiento para cada una de las normas en estudio pero utilizando para el cálculo de los esfuerzos el tren de cargas de nuestro reglamento DNV y suponiendo la ubicación de las cargas en la posición más

desfavorable en sentido transversal. Finalmente la última columna presenta los valores correspondientes a la aplicación completa de la norma AASHTO.

Denominación	Unidad	DNV			AASHTO
		CIRSOC 82	CIRSOC 05	AASHTO	
Mom. peso propio	(kNm)	1110			1110
Mom. resto de carga perm	(kNm)	506			506
Mom. por sobrec c/imp	(kNm)	1538			1126
M max viga más cargada	(kNm)	3154			2742
M max medio	(kNm)	2742			2400
Mu / ϕ	(kNm)	5520	4889	5376	4574
Corte peso propio	(kN)	184			184
Corte resto de carga perm	(kN)	83			83
Corte por sobrec c/imp	(kN)	268			240
V max viga más cargada	(kN)	535			507
V max medio	(kN)	465			432
Armadura tablero	(N/m ³)	900	900	970	1070
Armadura pasiva flex. viga	(N/m ³)	150	0	292	172
Arm. longitud. construct.	(N/m ³)	194	194	194	194
Armadura pasiva corte viga	(N/m ³)	220	260	133	133
P inf	(MN)	2.8	2.66	2.54	2.27
Armadura activa viga	(N/m ³)	546	520	500	443
Armadura total viga	(N/m ³)	1110	974	1119	942

Tabla 1

Como puede observarse los momentos flectores máximos, en las vigas principales, debidos a las sobrecargas difieren en un 35% entre DNV y AASHTO siendo estos últimos menores como se vio en la figura 1. El momento flector máximo total, para todas las cargas permanentes y sobrecargas, difieren en alrededor de un 15% siempre menor para AASHTO y como es lógico porque se han sumado los momentos de cargas permanentes que son iguales en los dos casos. También se observa que los momentos medios, promedio de todas las vigas, difieren en alrededor de un 15% siendo menor el correspondiente a AASHTO. Todas estas diferencias son debidas a la distinta conformación de los trenes de carga, tanto en carga total (1.95 MN para DNV y 1.32 para AASHTO) como las distribuciones longitudinal y transversal de los mismos.

Situación similar, aunque en menor medida, se presenta con los esfuerzos de corte. Siempre resultan menores los determinados con la norma AASHTO.

En la determinación de la cuantía de armadura de la losa de tablero se han considerado los momentos positivos y negativos, transversales y longitudinales. Se ha supuesto que la armadura es constante en sentido longitudinal del puente. La igualdad producida entre los dimensionamientos de CIRSOC 82 y 05 es debida a la situación común en estos casos en que el momento debido a la carga permanente es muy pequeño frente a la sobrecarga por lo que las mayoraciones, en este caso, resultan similares ($1.75 \approx 1.6/0.9$). La cuantía determinada mediante AASHTO con las solicitaciones de DNV resulta mayor que en los otros casos por la variación del coeficiente de seguridad ($1.75/0.9$ frente a 1.75). La armadura de tablero obtenida para cargas y dimensionamiento con AASHTO resultan mayores debido a que los

momentos flectores en el tablero resultan también mayores para el tren de cargas AASHTO quien al mismo tiempo considera un menor “ancho colaborante”.

La variación en la fuerza de pretensado a tiempo infinito para las solicitaciones del tren de cargas DNV son debidas a las diferentes tensiones límite de tracción en el borde inferior (en este caso se han considerado 2.8 MPa para CIRSOC 82, 3.8 para CIRSOC 05, clase U, y 2.8 para AASHTO condiciones moderadas). Es importante tener en cuenta que las diferencias entre fuerzas de pretensado son menores que las diferencia entre las tensiones límite tal como se observó en la figura 6. En este caso las diferencias son menores que el 10% para iguales solicitaciones.

La armadura pasiva de flexión de las vigas principales se ha calculado suponiendo, aunque pueda no ser la solución más económica, que la armadura activa es la menor que puede materializar la fuerza necesaria. Como puede verse la fuerza de tracción resultante para ambas armaduras difiere en aproximadamente un 10% entre CIRSOC 82 y 05.

En el dimensionamiento de la armadura de corte se ha considerado una armadura mínima equivalente a 1 barra de 8 mm cada 25 centímetros y se ha calculado para cada reglamento la necesaria en función del esfuerzo de corte. Como puede verse en la planilla la diferencia en la cuantía de armadura de corte es similar a la de flexión pero en sentido inverso, CIRSOC 05 arroja mayores valores que CIRSOC 82.

Conclusiones:

Las solicitaciones en las vigas principales, calculadas con la norma DNV resultan mayores que las calculadas mediante AASHTO. Esta situación se mantiene para distintas luces y anchos de calzada. La diferencia es del orden del 30% que no resulta despreciable.

Las solicitaciones de la losa de tablero resultan mayores para la norma AASHTO debido a la diferencia en el tren de cargas. La diferencia no es muy significativa.

Las armaduras totales de las vigas principales presentan diferencias del orden del 15% entre las distintas normas de dimensionamiento. No obstante debe tenerse presente que para las distintas solicitaciones (corte y flexión) las diferencias pueden ser mayores.

La norma AASHTO utilizada en su totalidad, cálculo de esfuerzos y dimensionamiento, arroja valores de solicitaciones y de cuantías de armadura que están por debajo de cualquiera de las otras variantes. No parece recomendable incorporar esta norma sin un estudio minucioso.

El dimensionamiento de secciones mediante CIRSOC 201/05 con los esfuerzos internos calculados para el tren de cargas de la DNV produce resultados dispares según la solicitación. Es importante considerar que para la flexión resulta una armadura menor que la obtenida con CIRSOC 201/82 en una relación similar a la que existe entre sus márgenes de seguridad frente a la rotura (1.75 vs 1.4 / 0.9).

Bibliografía

“Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado” Administración General de Vialidad Nacional (DNV). Buenos Aires. 1952.

“Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón” Proyecto CIRSOC 201 en discusión. 2005.

“Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”. CIRSOC 201. 1982.

“AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” . American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington. 2004.

“Sobre la distribución transversal de la sobrecarga en los puentes carreteros” Edgardo L. Lima, Isabel Luparia. XIX Jornadas AIE. Mar del Plata 2006.

“La resistencia a flexión del hormigón armado según distintos reglamentos” Edgardo L. Lima. XIX Jornadas AIE. Mar del Plata 2006.

“Aporte para la comparación de trenes de carga para puentes carreteros” Edgardo L. Lima, María Alejandra Bértora. XIX Jornadas AIE. Mar del Plata 2006.