

EFFECTO DE LAS CARGAS DE TRÁNSITO EN UN PUENTE EN ARCO ATIRANTADO

Ing. Civil Saguier Padilla, Ana Dolores; Ing. Civil Pieroni, Horacio; Ing. Civil Fazio, Javier

RESUMEN

El objeto de la presente publicación es realizar una serie de comparaciones a partir de las solicitaciones obtenidas en el diseño preliminar de un puente en arco atirantado siguiendo los criterios de tres conjuntos de normativas.

Por un lado, se considera el reglamento actualmente vigente en la República Argentina para el diseño de puentes carreteros, *Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado*, publicado por Vialidad Nacional en 1954. Por otro lado, se consideran las especificaciones AASHTO-LRFD para puentes (2010), y el *Proyecto de Reglamento CIRSOC Serie 800* (2016), que busca reemplazar al primero, publicado por DNV, y que se encuentra actualmente en discusión pública.

Se efectúa el análisis estructural del diseño preliminar del puente con cada una de las normativas consideradas, y posteriormente se lleva a cabo una serie de comparaciones de las solicitaciones y los factores de cumplimiento de las verificaciones realizadas con las cargas de cada reglamento. A partir de ello, se proponen conclusiones que intentan explicar las comparaciones obtenidas.

ABSTRACT

The main object of the present publication is to make a series of comparisons of the bending moments and axial forces obtained in the preliminary design of a tied-arch bridge, according to the criteria of three sets of codes.

On the one hand, the current code for the design of road bridges in Argentina, Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado, published by Vialidad Nacional in 1954, is taken into consideration. On the other hand, the AASHTO (2010) Specifications for Road Bridges are considered, as well as the code Proyecto de Reglamento CIRSOC Serie 800 (2016), which aims to replace the one published by DNV, and that is presently in public discussion.

The structural analysis of the preliminary design of the bridge is effectuated with each of the codes previously mentioned, and finally a series of comparisons is presented, regarding bending moments, axial forces and security factors obtained from the analysis with each code. Finally, a set of conclusions is presented, that attempts to explain the comparisons obtained.

INTRODUCCIÓN

Descripción general de la estructura

Se diseña un puente en arco atirantado con péndolas dispuestas según un sistema tipo Network, de 90 m de luz entre apoyos. La sección transversal es de 10.10 m de ancho, con dos carriles de 3,65 m, banquetas de 1,00 m a cada lado y defensas de 0,40 m de ancho.

Para el arco se adopta una flecha de 15 m, correspondiente a la relación luz/6, cuyo eje sigue la forma de una parábola de segundo grado. Su sección transversal consiste en un cajón metálico, de 570 mm de altura y 1000 mm de ancho, que se ensancha hacia los arranques, hasta llegar a un ancho de 1100 mm, manteniendo la altura de 570 mm. La orientación de la sección contribuye a lograr mayor resistencia a la flexión transversal y al pandeo lateral del arco.

Para el tablero se eligió como material el hormigón, ya que se asumió como hipótesis de diseño que resultaba la opción más económica. Se disponen vigas transversales cada 3,75 m, con una losa de hormigón de 0,25 m de altura total.

Los tirantes se ejecutan de hormigón H-45, en aras de posibilitar fuerzas de pretensado de magnitudes importantes. Presentan una sección transversal rectangular, de 1,10 m de altura por 0,70 m de ancho, con un pretensado prácticamente centrado, dado que para el estado de cargas permanentes, la flexión en estos elementos es exigua y están fundamentalmente solicitados a tracción. Sin embargo, puesto que se trata de un pretensado total, la armadura tesa debe ser también capaz de resistir la flexión generada por la sobrecarga vehicular. En vistas a ello, se le da una ligera excentricidad a la fuerza de pretensado resultante, descentrando una de las vainas.

Por su parte, las vigas transversales también se diseñan de hormigón pretensado, de calidad H-40, eligiendo una sección rectangular de 0,40 m de ancho y 0,65 m de altura, que luego alcanzará 0,90 m al ejecutarse la losa. Las vigas transversales extremas se diseñan en acero, con secciones cajón, ya que se ven sometidas a mayores solicitaciones.

Para salvar la luz entre vigas transversales, se disponen prelosas de 0,15 m de espesor de hormigón de calidad H-30, pretensadas y aligeradas a fin de disminuir su peso propio. Sobre las mismas se ejecuta una losa de hormigón in situ también de calidad H-30, de 0,10 m de espesor promedio, con una pendiente transversal del 2%.

Respecto a las péndolas, se elige una disposición tipo Network, donde las mismas se cruzan al menos dos veces, con el fin de reducir la flexión sobre el tirante y el arco. Se ubican con separación constante a lo largo del tirante, en coincidencia con las uniones de las vigas transversales, de modo de minimizar la flexión local producida por estas últimas al descargar sobre el tirante. De acuerdo a lo observado en otros puentes de similares luces, se adopta una inclinación de 60° con respecto a la horizontal.

A efectos de acotar el análisis, se tuvieron en consideración las secciones críticas de los elementos principales ya mencionados. A continuación se presenta una tabla resumiendo sus características:






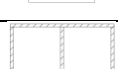

Sección Tipo	Descripción	Material	Tipo	Esquema
I	Arco - Arranque	Acero	Cajón 1,10m x 0,57m x 0,035m	
II	Arco - Sección tipo	Acero	Cajón 1,00m x 0,57m x 0,030m	
III	Tirante – Sección Tipo	Hormigón Pretensado H-45	Rectangular 0,70m x 1,10m	
IV	Tirante – Arranque	Hormigón Pretensado H-45	Rectangular 0,70m x 1,10m	
V	Viga transversal	Hormigón Pretensado H-30	Rectangular 0,40m x 0,65m	
VI	Viga transversal extrema	Acero	Cajón 0,70m x 0,65m x 0,020m	
VII	Prelosa	Hormigón Pretensado H-30	Rectangular aligerada, 3,75m x 1m x 0,15m	
VIII	Péndola	Acero	0,00579 m ² , 837 MPa (σ admisible)	

Tabla 1. Características de las secciones de los elementos principales

Modelo estructural

Se realizó un modelo estructural espacial de la estructura por medio del software Sofistik. Se definieron como elementos lineales los arcos, vigas y péndolas, y las losas como elementos finitos de mallado automático.

Las acciones introducidas en el modelo fueron: el peso propio, las cargas permanentes, las sobrecargas de tránsito y de viento indicadas por cada reglamento considerado.

Las sobrecargas vehiculares se introdujeron en diversas posiciones, tanto en sentido longitudinal como transversal, a fin de determinar las solicitaciones más desfavorables en cada elemento.

En el caso del viento, se consideró su aplicación sobre el arco y los tirantes longitudinales.

Se generaron envolventes para considerar diferentes combinaciones de cargas, a fin de encontrar las que generaban las pésimas solicitaciones en cada elemento analizado. Ello se realizó tanto para el Estado Límite Último (ELU) como para el Estado Límite de Servicio (ELS).

Se analizaron solicitaciones, deformaciones y cuantías de los diversos elementos principales, así como las reacciones sobre los apoyos.

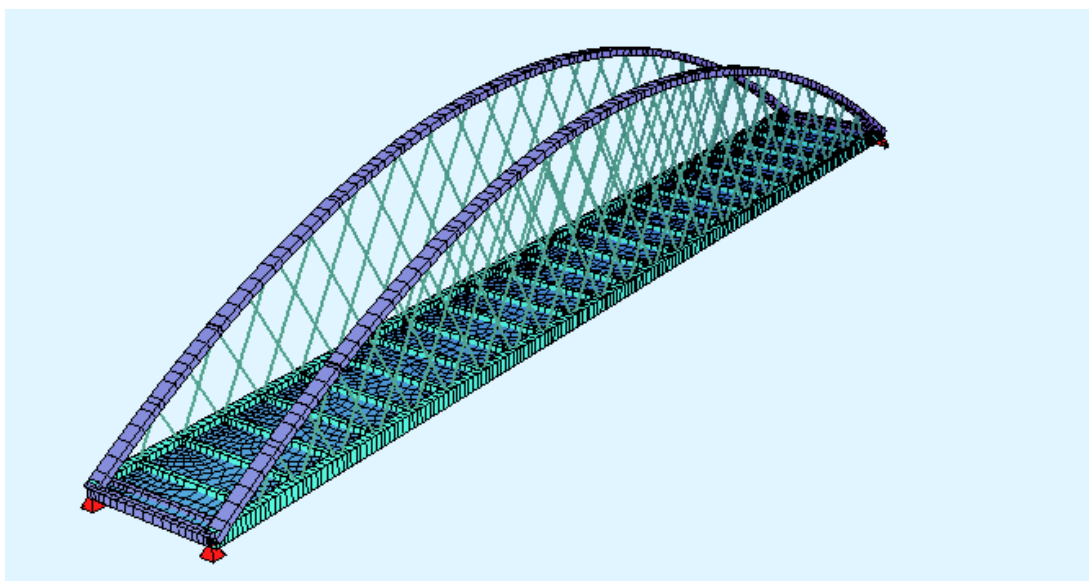


Figura 1. Modelo estructural

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A partir del puente diseñado de manera preliminar realizado con las cargas del CIRSOC 801, se lleva a cabo la verificación de las secciones principales de la estructura, pero esta vez aplicando las cargas de la normativa AASHTO (2012) y las cargas de DNV (1952).

En la verificación con las cargas de AASHTO, para los elementos de hormigón armado y pretensado se consideran los parámetros de diseño del CIRSOC 802/2016, simplificación que puede considerarse coherente, ya que el mismo se fundamenta principalmente en las indicaciones de AASHTO. En el caso de los elementos de acero, se aplican los parámetros de diseño del CIRSOC 301/2005, actualmente en vigencia para el cálculo de estructuras de acero en nuestro país. Esta consideración puede asumirse como válida por tratarse de un método LRFD, al igual que la normativa estadounidense análoga, AISC.

Por otro lado, en la verificación con las cargas de DNV, para los elementos de hormigón armado y pretensado se consideran los parámetros de diseño del CIRSOC 201/1982, que utiliza un único coeficiente de seguridad global (variable entre 1.75 y 2.1). En el caso de los elementos de acero, en aras de guardar coherencia con esto último, se aplican los parámetros de diseño de la normativa alemana DIN 4114, que trabaja con el método de las tensiones admisibles con un coeficiente de seguridad único (1.75). De ese modo se evita la incoherencia que existe actualmente que implica combinar los parámetros de la DNV y el CIRSOC 201/1982 con el CIRSOC 301/2005, que utiliza el método LRFD, con coeficientes de seguridad parciales de mayoración de cargas y de minoración de resistencia.

A continuación se lleva a cabo una comparación de los resultados obtenidos aplicando las cargas de los tres reglamentos analizados, para las secciones principales del puente prediseñado.

Comparación de Factores de Cumplimiento

En primera instancia, se comparan los factores de cumplimiento que se obtienen para las secciones principales aplicando las cargas vehiculares de los tres reglamentos aquí estudiados (CIRSOC 801, AASHTO y DNV).

Sección	Descripción	Reglamento de cargas	Factores de Cumplimiento ¹	Comparación Base CIRSOC ²
I	Arco – Arranque	CIRSOC 801	1.05	
		AASHTO	1.05	1.00
		DNV	1.01	0.96
II	Arco – Típico	CIRSOC 801	1.09	
		AASHTO	1.28	1.17
		DNV	0.87	0.80
III	Tirante – Típico	CIRSOC 801	1.17	
		AASHTO	1.67	1.43
		DNV	1.48	1.26
IV	Tirante - Arranque	CIRSOC 801	1.20	
		AASHTO	1.33	1.11
		DNV	1.32	1.10
V	Viga Transversal	CIRSOC 801	1.35	
		AASHTO	2.47	1.83
		DNV	1.63	1.21
VI	Viga Transversal Extrema	CIRSOC 801	1.11	
		AASHTO	1.11	1.00
		DNV	2.59	2.33
VII	Prelosa	CIRSOC 801	1.01	
		AASHTO	2.00	1.98
		DNV	1.52	1.50
VIII	Péndola	CIRSOC 801	1.10	
		AASHTO	1.69	1.54
		DNV	1.63	1.48

Tabla 1. Verificación de las secciones con las cargas de los tres reglamentos

¹ El factor de cumplimiento indica el grado en que verifica la sección (>1 verifica, <1 no verifica).

² La comparación base CIRSOC indica la relación entre los factores de cumplimiento obtenidos con las cargas de AASHTO y DNV respecto de las del CIRSOC 801. Si el valor es >1 significa que es más permisivo que el CIRSOC 801, mientras que si es <1 significa que no cumpliría en ese reglamento.

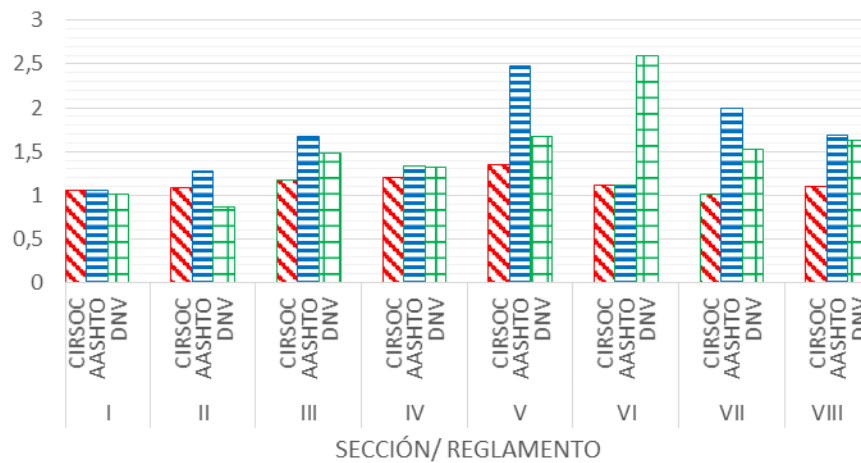


Figura 1. Verificación de las secciones con las cargas de los tres reglamentos

Comparación CIRSOC 801 versus AASHTO

- Secciones I, VI: Nótese que en estas secciones, correspondientes al arranque del arco y a la viga transversal extrema, los reglamentos de cargas son igualmente restrictivos. Ello puede explicarse considerando que la combinación de carga más desfavorable para estas secciones, es aquella en la que prima la carga de viento, que es la misma en ambos reglamentos.
- Secciones II, III, IV, V, VII, VIII: Como se observa, la verificación con las cargas de CIRSOC 801 es más restrictiva que con las cargas de AASHTO. En cada una de estas secciones, en el estado de carga más desfavorable tiene preeminencia la sobrecarga vehicular sobre el resto de las sobrecargas. Cabe señalar, sin embargo, que en ninguna de las secciones el CIRSOC 801 resulta un 60% más restrictivo (proporción en que se ha aumentado la sobrecarga).

Comparación CIRSOC versus DNV

- Secciones I, II: Se observa que en estas secciones, correspondientes al arco, la verificación con las cargas de DNV es más restrictiva que con las cargas del CIRSOC 801.

En el caso de la verificación con cargas de DNV, a diferencia de las otras dos, el estado de carga determinante ya no es aquel en el que prima la carga de viento. Esto último guarda cierta lógica, considerando que la carga de viento según DNV es menor que en el CIRSOC 801, y que la primera no tiene en cuenta parámetros como la ubicación y altura de la estructura, o las

características de los elementos sobre los que actúa el viento.

En un puente de vigas, habitualmente la carga de viento, y las cargas horizontales en general, no resultan determinantes para el cálculo. Sin embargo, en estructuras más atípicas, como puede serlo un puente en arco atirantado, la carga de viento puede resultar decisiva en algunos elementos, como es el caso del arco, y los parámetros que estima DNV resultan antiguos e insuficientes.

- Sección VI: En el caso de esta sección, correspondiente a la viga transversal extrema, la verificación con las cargas de DNV es menos restrictiva que con el CIRSOC 801. Sin embargo, a diferencia de las otras dos normativas, en el cálculo con DNV, el estado de carga determinante ya no es aquel en el que prima la carga de viento, por lo dicho previamente para las secciones I y II.
- Secciones III, IV, V, VII, VII, VIII: Nótese que en todas estas secciones, la verificación con las cargas de DNV es menos restrictiva que con las cargas del CIRSOC 801.

A fines de comprender mejor las razones por las que el factor de cumplimiento varía entre una norma y otra, debe realizarse otra comparación, presentada en la sección a continuación.

Comparación de momento total

En este punto, como parte de un análisis simplificado, se busca comparar el momento total (equivalente al de una viga simplemente apoyada) que se obtiene a partir de los tres reglamentos aquí considerados. Las conclusiones que se deduzcan a partir de ello serán de carácter aproximado.

En primer lugar es necesario lograr solicitaciones equiparables, ya que los reglamentos CIRSOC 801 y AASHTO utilizan coeficientes de seguridad parciales (método LRFD), aplicados tanto sobre las cargas (γ) como las resistencias (ϕ), mientras que el CIRSOC 201-1982, utilizado para el cálculo con las cargas de DNV, emplea un único coeficiente de seguridad global, igual a 1.75 para flexión.

De ese modo, en el caso del CIRSOC 801 y AASHTO se determina el “momento de comparación” como:

$$M_{COMP} = \frac{\gamma M_{ELS}}{\phi} \quad (1)$$

Para solicitación de flexión, el coeficiente de minoración de resistencia es $\phi=0.90$. Para cargas permanentes (DC, DW), se tiene como coeficiente de mayoración de cargas $\gamma=1.25$, mientras que para las sobrecargas vehiculares (LL) es $\gamma=1.75$. La ecuación (1) queda entonces:

$$M_{COMP,DC} = \frac{1.25}{0.90} M_{ELS,DC} \cong 1.39 M_{ELS,DC} \quad (2)$$

$$M_{COMP,LL} = \frac{1.75}{0.90} M_{ELS,LL} = 1.94 M_{ELS,LL} \quad (3)$$

Por otro lado, para el análisis de las cargas de DNV se utiliza el CIRSOC 201-1982, con un coeficiente de seguridad global, con lo que el momento de comparación, tanto para carga permanente (g) como para la sobrecarga vehicular (p) resulta:

$$M_{COMP} = 1.75 M_{ELS} \quad (4)$$

Teniendo en cuenta las consideraciones expuestas, se está en condiciones de comparar las solicitaciones.

En las tablas a continuación se muestran los momentos totales obtenidos con las cargas de las tres normativas, así como los denominados “momentos de comparación”, calculados como se expuso previamente, correspondientes a un arco y un tirante.

Cargas según CIRSOC 801 – Método LRFD						
Valores en [kNm]	Sobrecarga Vehicular(LL)				C. Perma- nente (DC,DW)	Total
	Camión Central	Camión Lateral	Tándem Central	Tándem Lateral		
Tracción Tirante	1.139	1.229	870	-2.079	4.337	
Compresión Arco	-2.048	-2.408	-1.774	-1.053	-4.924	
Momento ELS	17.085	18.435	13.050	-31.185	65.055	83.490
Momento de Comparación	33.221	35.846	25.375	-60.638	90.354	126.200
M/Mtotal	0,22				0,78	
M comparable/ M comparable total	0,28				0,72	

Tabla 2. Momentos ELS y de Comparación – Cargas CIRSOC 801

Cargas según AASHTO – Método LRFD						
Valores en [kNm]	Sobrecarga Vehicular(LL)				C. Perma- nente (DC,DW)	Total
	Camión Central	Camión Lateral	Tándem Central	Tándem Lateral		
Tracción Tirante	712	768	612	658	4.337	
Compresión Arco	-1.280	-1.505	-1.109	-1.299	-4.924	
Momento ELS	10.680	11.520	9.180	9.870	65.055	76.575
Momento de Comparación	20.767	22.400	17.850	19.192	90.354	112.754
M/Mtotal	0,15				0,85	
M comparable/ M comparable total	0,20				0,80	

Tabla 3. Momentos ELS y de Comparación – Cargas AASHTO

Cargas DNV – Coeficiente de seguridad global)				
Valores en [kNm]	Sobrecarga Vehicular		C. Permanente	Total
	Aplanadora Central	Aplanadora Lateral		
Tracción Tirante	1.214	1.242	4.337	
Compresión Arco	-2.078	-2.177	-4.924	
Momento ELS	18.210	18.630	69.458	88.088
Momento de Comparación	31.868	32.603	121.551	154.153
M/Mtotal		0,21	0,79	
M comparable/M comparable total		0,21	0,79	

Tabla 4. Momentos ELS y de Comparación – Cargas DNV

A continuación, se sintetizan los resultados obtenidos para los momentos en Estado Límite de Servicio (ELS) para todos los reglamentos aquí analizados, así como el porcentaje que representa cada componente (sobrecarga y carga permanente) respecto del momento total.

Reglamento de Cargas	Momento	Sobrecarga Vehicular		Carga Permanente		Total
		kNm	M/Mtot	kNm	M/Mtot	
CIRSOC 801	M ELS	18.435	0,22	65.055	0,78	83.490
	M comparación	35.846	0,28	90.354	0,72	126.200
AASHTO	M ELS	11.520	0,15	65.055	0,85	76.575
	M comparación	22.400	0,20	90.354	0,80	112.754
DNV	M ELS	18.630	0,21	69.458	0,79	88.088
	M comparación	32.603	0,21	121.551	0,79	154.153

Tabla 5. Resumen de Momentos ELS y de Comparación

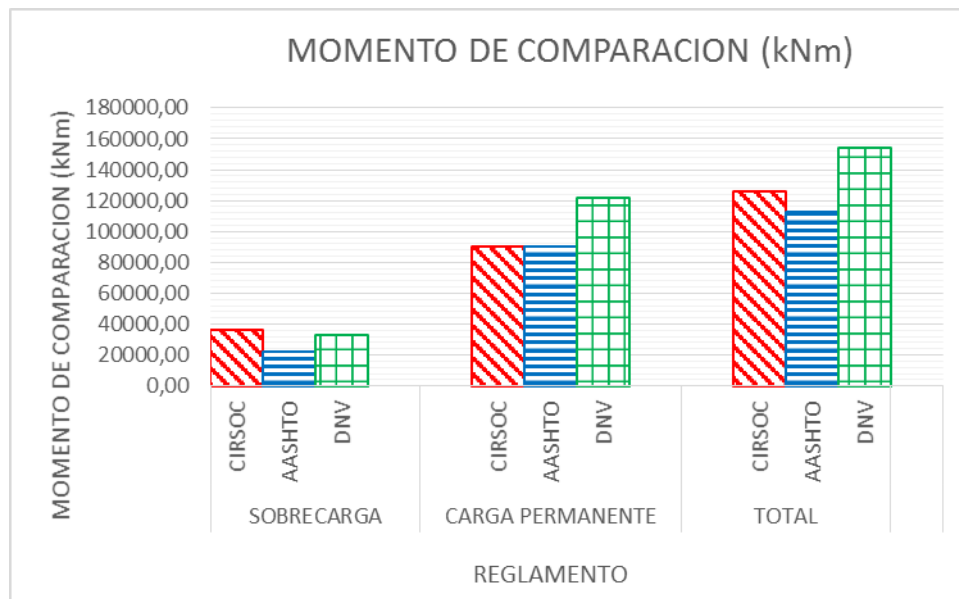


Figura 2. Momentos de Comparación CIRSOC, AASHTO y DNV.

Por otro lado, en la tabla y el gráfico siguientes se contrastan los “momentos de comparación” con respecto a los del CIRSOC 801:

Reglamento de cargas	MOMENTO DE COMPARACION					
	Sobrecarga		Carga permanente		Total	
	kNm	$M_{comp}/M_{comp\ CIRSOC}$	kNm	$M_{comp}/M_{comp\ CIRSOC}$	kNm	$M_{comp}/M_{comp\ CIRSOC}$
CIRSOC	35.846	1,00	90.354	1,00	126.200	1,00
AASHTO	22.400	0,62	90.354	1,00	112.754	0,89
DNV	32.603	0,91	121.551	1,35	154.153	1,22

Tabla 6. Momentos de Comparación AASHTO y DNV versus CIRSOC 801.

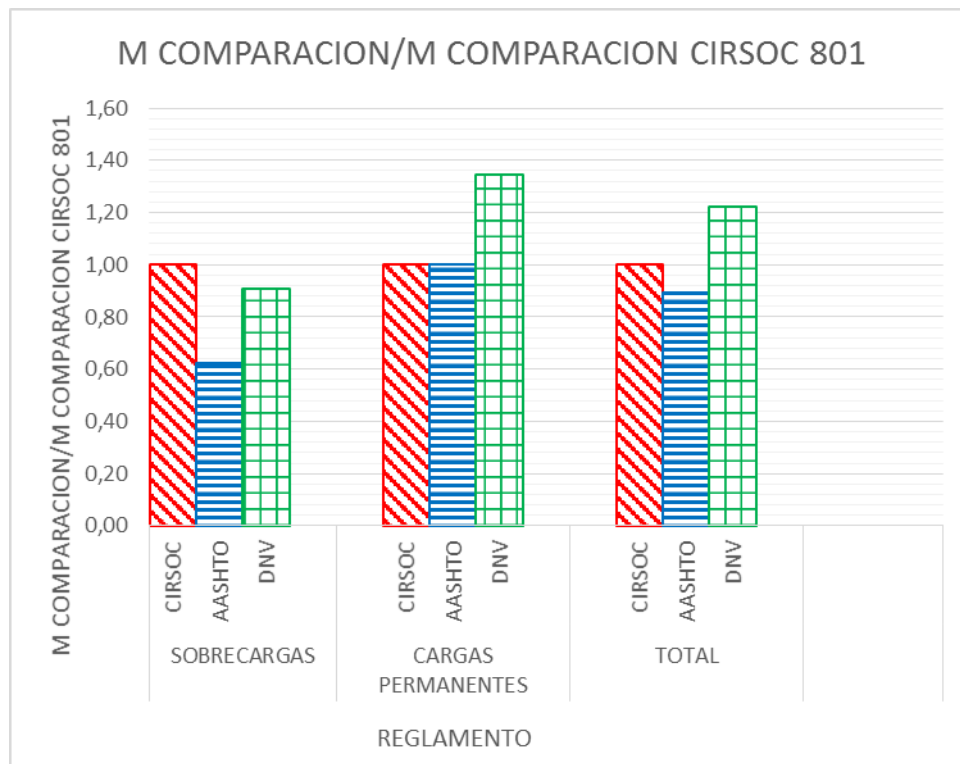


Figura 3. Momentos de Comparación AASHTO y DNV versus CIRSOC 801.

Comparación de solicitaciones

A fin de comprender mejor las diferencias entre los factores de cumplimiento obtenidos en la verificación de las secciones principales, se lleva a cabo otro análisis, de carácter simplificado. En este punto se consideran solamente dos de las secciones principales, a modo de ejemplo: la sección típica del arco (Sección Tipo II), y la sección típica del tirante (Sección Tipo III).

Arco

En la Sección Tipo II, correspondiente al arco, para las verificaciones correspondientes a los tres reglamentos, la combinación de cargas más desfavorable es la de mínimo esfuerzo normal, y el caso más restrictivo obtiene con las cargas de DNV.

Se determina para cada caso el esfuerzo de compresión de comparación. Para los diseños según el CIRSOC 801 y AASHTO, se determina como:

$$C_{COMP} = \frac{\gamma}{\phi_b} C_{ELS} \quad (5)$$

Para secciones metálicas, el coeficiente de reducción de resistencia según el CIRSOC 301/2005 es $\Phi=0.85$.

Para el diseño con las cargas de DNV, se procede con un coeficiente global de $\gamma=1.75$.

Sección II	Sobrecarga		Carga Permanente		Total	
	N _{ELS}	N _{Comparación}	N _{ELS}	N _{Comparación}	N _{ELS}	N _{Comparación}
Arco – Típico						
[kN]						
CIRSOC	-2.408	-4.958	-4.924	-7.241	-7.332	-12.199
AASHTO	-1.570	-3.232	-4.924	-7.241	-6.494	-10.474
DNV	-2.177	-3.810	-4.924	-8.617	-7.101	-12.427

Tabla 7. Esfuerzos de compresión de comparación en el arco (Sección Tipo II)

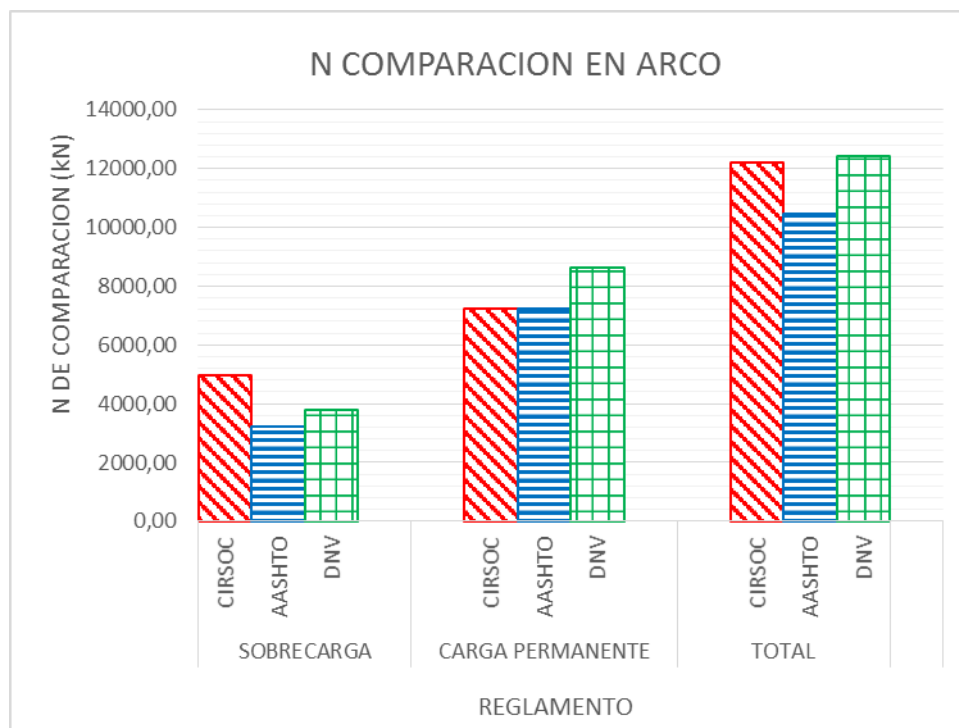


Figura 4. Esfuerzos de compresión de comparación en el arco (Sección Tipo II)

Como se puede observar, el esfuerzo de compresión de comparación más desfavorable se logra con las cargas de DNV, lo cual es coherente con los resultados obtenidos al analizar los factores de cumplimiento.

Como se indicó, en las tres verificaciones, la combinación de cargas más desfavorable es la de mínimo esfuerzo normal. De acuerdo a la *Tabla 7*, el esfuerzo de compresión es mayor para las cargas de DNV, lo cual explica el menor factor de cumplimiento obtenido de esta verificación respecto de las otras dos.

Tirante

En la Sección Tipo III, correspondiente al tirante, para las verificaciones correspondientes a los tres reglamentos, la combinación de cargas más desfavorable es la de máximo momento flexor M_y , y el caso más restrictivo se obtiene con las cargas del CIRSOC 801.

Por tratarse de flexión, se utiliza un coeficiente de seguridad $\Phi=1.00$ (para hormigón pretensado) para la verificación con CIRSOC y $\Phi=1.75$ para la verificación con cargas de DNV.

Sección III	Sobrecarga		Carga Permanente		Total	
Tirante – Típico	$M_{y,ELS}$	$M_{y,Comparación}$	$M_{y,ELS}$	$M_{y,Comparación}$	$M_{y,ELS}$	$M_{y,Comparación}$
[kNm]						
CIRSOC	807	1,412	448	560	1,255	1,972
AASHTO	488	854	448	560	936	1,414
DNV	524	917	448	784	972	1,701

Tabla 8. Momentos Flectores de Comparación en el tirante (Sección Tipo III)

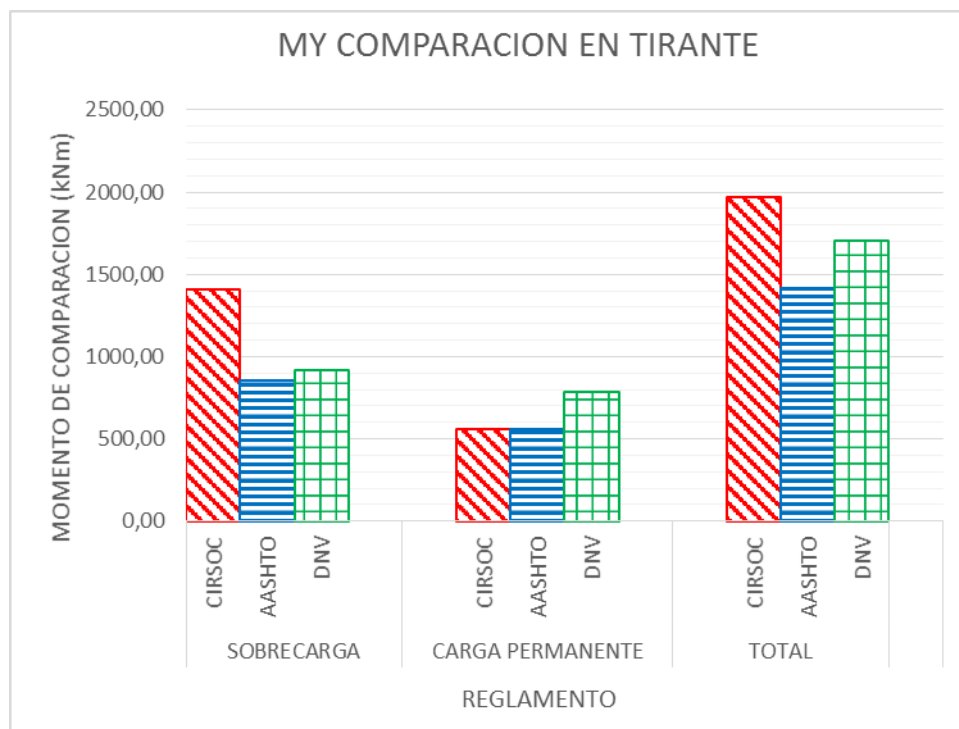


Figura 5. Momentos Flectores de Comparación en el tirante (Sección Tipo III)

Nótese que el momento flexor de comparación más desfavorable se logra con las cargas del CIRSOC 801, lo cual es coherente con los resultados obtenidos al analizar los coeficientes de seguridad.

Como se indicó previamente, en las tres verificaciones, la combinación de cargas más desfavorable es la de máximo momento flexor M_y . De acuerdo a la *Tabla 8* *Tabla 7*, el mayor momento flexor se obtiene con las cargas de CIRSOC 801, lo cual explica el menor factor de cumplimiento de este caso respecto de los otros.

CONCLUSIONES

A partir de los resultados expuestos, es posible llegar a las siguientes conclusiones:

En primera instancia, como se expone en la

1. *Tabla 5*, se observa que el momento debido a carga permanente representa un porcentaje mayor del momento total que el producido por las sobrecargas. Ello es típico en puentes en general, y se acentúa cuanto mayor es la longitud del puente.
2. El momento de comparación debido a las sobrecargas vehiculares es *mayor* con las cargas del CIRSOC 801 que con las de AASHTO y DNV. Ello se explica en la comparación con AASHTO debido al coeficiente de incremento del 60%. La comparación con DNV es más compleja, y en este trabajo se demuestra que para este caso particular de un puente de 90 m de luz, con las cargas de DNV se obtienen solicitaciones de sobrecarga menores que con las cargas del nuevo CIRSOC 801.
3. Sin embargo, nótese que ocurre lo opuesto para el momento de comparación debido a cargas permanentes, siendo *mayor* el obtenido con las cargas de DNV que con las del CIRSOC 801 y de AASHTO. La razón de ello es que el coeficiente de mayoración de éstas últimas para la carga permanente es $Y=1.25$, dividido por el coeficiente de reducción de resistencia $\phi=0.90$ por tratarse de flexión, con lo cual se obtiene un coeficiente de 1.39, mientras que el CIRSOC 201/1982 no discrimina entre carga permanente y sobrecarga y aplica un coeficiente global de $Y=1.75$, castigando más a la primera respecto de lo que ocurre en los reglamentos más actuales.
4. Al analizar los efectos totales (carga permanente más sobrecarga vehicular), se obtiene en la comparativa con AASHTO, que el momento total de comparación se modera, siendo un 12% menor que el CIRSOC 801.

Sin embargo, en la comparativa con la DNV, esta última sigue siendo más restrictiva, al penalizar significativamente las solicitaciones debidas a cargas permanentes, obteniéndose un momento total de comparación un 22% mayor que con el CIRSOC 801.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO, A. (2010). AASHTO LFRD Bridge Design Specifications, Fifth Edition.
- Beyer, W. E. (1984). Preliminary analysis and hanger adjustment of tied arch bridges. Montana State University.
- DNV (1952). Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado.
- Fernández Casado, C. (1955). Cálculo de Arcos. Madrid.: Dossat.
- Garcia da Silva Brito, E. (2009). Design of Network Bridges. Porto: Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto.
- Gonçalves, P. P. (2012). Preliminary Design of a Bowstring tied-arch deck. Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos.
- INTI-CIRSOC. (2016). Comentarios al Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros CIRSOC 801.
- INTI-CIRSOC. (2016). Proyecto de Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros. CIRSOC 801.
- Jorquera Lucerga, J. J. (2007). Estudio del Comportamiento Resistente de los Puentes Arco Espaciales. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Leonhardt, F. (1984). Brücken: Asthetik und Gestaltung (Puentes: Estética y Diseño).
- López Perales, J. A. (2003). Modelo de elementos finitos para el cálculo de arcos. Validación en estructuras agroindustriales de acero. Universidad de Castilla-La Mancha. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos de Albacete.
- Merritt, F. S., & Brokenbrough, R. (2006). Structural Steel Designer's Handbook. McGRAW-HILL, INC.
- Morais da Costa, B. (2013). Design and Analysis of a Network Arch Bridge. Instituto Superior Técnico, University of Lisbon, Portugal.
- Nettleton, D. (1977). Arch Bridges. <http://hdl.handle.net/2152/14231>.
- Nielsen, O. (1932). Bogenträger mit Schräg gestellten Hängestangen (Arches with inclined hangers). Internationale Vereinigung f. Brückenbau und Hochbau.
- Torroja Miret, E. (1996). Razón y ser de los tipos estructurales. . Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.
- Tveit, P. (2006). An Introduction to the Network Arch. Lectures at NTNU Trondheim.
- Tveit, P. (2009). The Network Arch. Bits of Manuscript in December 2009 after Lectures in 50 Countries. <http://home.uia.no/pert/index.php/Home>.
- Tveit, P. (2011). The Network Arch. Findings on network arches during 54 years.
- Tveit, P., Brunn, B., & Schanack, F. (2014). Systematic Thesis on Network Arches.
- Xanthakos, P. P. (1994). Theory and Design of Bridges. New York: John Wiley & Sons, Inc.