

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA VIVA VEHICULAR DE PUENTES EN COSTA RICA

Luis Guillermo Álvarez Sánchez

Asistente de Ingeniería y Candidato a Licenciado en Ingeniería Civil, Unidad de Puentes, PITRA, LanammeUCR, Costa Rica
lg.alvarez20@gmail.com

Ing. Rolando Castillo Barahona, Ph. D.

Coordinador, Unidad de Puentes, PITRA, LanammeUCR, Costa Rica
rolando.castillo@ucr.ac.cr

Ing. Luis Guillermo Vargas Alas

Investigador, Unidad de Puentes, PITRA, LanammeUCR, Costa Rica
luisguillermo.vargas@ucr.ac.cr

Introducción

Los sistemas de administración de puentes permiten registrar información a partir de inspecciones rutinarias e inspecciones detalladas que permitirían evaluar la capacidad de carga viva vehicular de puentes con el fin de permitir al Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT), entidad responsable de la administración de estructuras de puentes, identificar y priorizar las necesidades de construcción, ampliación, rehabilitación y sustitución de estas estructuras.

Al día de hoy, el MOPT no cuenta con un programa formal de inspecciones, ni una metodología definida para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de puentes ubicados a lo largo de la red vial nacional y cantonal. Es bien conocido que la condición de los puentes de este país no es la mejor; situación que ha quedado demostrada en el Informe de la Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA) (Japan International Cooperation Agency, 2007) y en los informes de inspección que ha elaborado la Unidad de Puentes del LanammeUCR (Unidad de Puentes, LanammeUCR, 2013). El deterioro que exhiben elementos claves de un puente puede reducir su capacidad de carga viva vehicular por lo que estimarlo es parte vital del proceso de evaluación. Es por lo anterior que en esta investigación se examina la metodología vigente de AASHTO para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de varios puentes en Costa Rica.

Objetivos

En este documento se presenta una investigación sobre la capacidad de carga viva de superestructuras estándar de puentes convencionales construidas en el tramo de carretera entre Cañas y Liberia de la Ruta Nacional 1 utilizando la metodología de evaluación LRFR (Load and Resistance Rating Factor) incluida en la publicación titulada "The Manual for Bridge Evaluation" de AASHTO del 2011 (Manual para evaluación de puentes, denominado de aquí en adelante AASHTO MBE)

Los objetivos específicos de esta investigación son los siguientes:

Exponer los esfuerzos que realiza el MOPT para la evaluación de la capacidad de carga viva vehicular de puentes en el país.

Presentar la metodología LRFR para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de los puentes de la Red Vial Nacional de Costa Rica.

Presentar los resultados de la evaluación de la capacidad de carga viva vehicular de varias superestructuras de acero y concreto reforzado de puentes, construidos a lo largo del tramo Cañas – Liberia de la Ruta Nacional No. 1.

Brindar recomendaciones en cuanto a ventajas y desventajas de la metodología LRFR y su posible implementación en Costa Rica.

Evaluación de la capacidad de puentes en Costa Rica

La realidad de nuestro país es que el MOPT no evalúa formalmente la capacidad de carga viva vehicular de los puentes del país como parte de un programa de inspección de puentes periódico, y aparentemente no tiene definido qué metodología utilizar si es que lo quisiera implementar. Esta situación quedó evidenciada a partir de una entrevista realizada al ingeniero encargado del tema en la Dirección de Puentes (Romero, 2013). De esta entrevista se concluyó que en este momento el MOPT solo requiere que el peso total de un vehículo no exceda las 51 ton y cumpla con las regulaciones de peso y dimensiones de vehículos incluidas en el Decreto Ejecutivo No. 31363-MOPT titulado "Reglamento de Circulación por Carretera con Base en el Peso y las Dimensiones de los Vehículos de Carga" para permitir su tránsito por puentes del país.

Una revisión técnica realizada a dicho decreto pone en evidencia que en Costa Rica se permite que circulen vehículos con pesos mayores a los recomendados por AASHTO (Unidad de Puentes, LanammeUCR, 2013). Lo más preocupante de todo es que no se ha encontrado en el MOPT o en el Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI) conocimiento sobre la procedencia de la información incluida en dicho decreto ni una justificación de porqué se permite el tránsito de vehículos con cargas mayores a las estipuladas en las especificaciones con las que se diseñan puentes en Costa Rica.

Las metodologías de evaluación de capacidad de carga viva de puentes por parte de la American Association of State Highway Official (AASHTO) se han ajustado históricamente a los enfoques de diseño utilizados en su época. Por ejemplo, han existido metodologías de evaluación de capacidad de carga viva de acuerdo al método de diseño de esfuerzos de trabajo ASD y de acuerdo al método de diseño por factores de carga LFD. Actualmente, la especificación para diseño de puentes vigente es la especificación AASHTO LRFD 2012 (AASHTO, 2012) (denominada de aquí en adelante AASHTO

LRFD), por lo que la metodología de evaluación de puentes LRFR que se incluye en el manual AASHTO MBE y que fue desarrollada estadísticamente por la National Cooperative Research Program (NCHRP) (AASHTO, 2011) es congruente con la metodología de diseño de AASHTO LRFD.

Históricamente, en Costa Rica se ha utilizado normativa de la AASHTO para diseño de puentes. Por esta razón, se considera oportuno que en el país se recomiende la metodología LRFR para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de puentes.

Metodología LRFR para evaluación de la capacidad de carga viva vehicular

Aspectos Generales

El concepto general tras el procedimiento LRFR para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de puentes consiste en el cálculo de un factor de capacidad de carga viva vehicular, denominado de aquí en adelante como el factor de capacidad (FC), y definido de la siguiente manera:

$$FC = \frac{\text{Capacidad} - \text{Efecto de la carga muerta}}{\text{Efecto de la carga viva}} \quad [1]$$

Este factor relaciona la capacidad estructural reducida por el efecto de la carga muerta (numerador) con el efecto que produce la carga viva vehicular sobre el elemento analizado (denominador).

Un factor de capacidad mayor o igual a uno ($FC \geq 1.0$) es satisfactorio ya que significa que la capacidad estructural del elemento reducida por el efecto de la carga muerta es mayor al efecto generado por la carga viva vehicular analizada por lo que su resistencia es satisfactoria, mientras que un factor de capacidad menor a uno ($FC < 1.0$) implica que el elemento analizado no posee la capacidad necesaria para soportar la carga viva vehicular evaluada.

Ventajas de la metodología LRFR

La principal ventaja de la metodología LRFR consiste en que el factor de capacidad obtenido se puede utilizar como herramienta para la toma de decisiones sobre la posible rehabilitación o clausura de la estructura.

Otra ventaja es que la metodología LRFR permite el uso de los factores de distribución de la carga viva incluidos en AASHTO LRFD (siempre y cuando se cumplan los requisitos mínimos establecidos para su aplicación), lo que hace mucho más sencillo el análisis estructural para las diferentes cargas vivas vehiculares a evaluar.

Además, la metodología toma en cuenta la redundancia de la superestructura y el deterioro que tiene el elemento analizado en el momento de la evaluación, mediante la aplicación de un factor de condición el cual modifica la resistencia de los elementos según su deterioro.

Desventajas de la metodología LRFR

La desventaja del análisis simplificado es la imposibilidad de utilizar los factores de distribución de la carga viva para analizar puentes no convencionales tales como puentes móviles, puentes curvos, puentes suspendidos y puentes atirantados. Para estos puentes complejos se deben utilizar modelos estructurales elaborados siguiendo el concepto ya descrito que involucra la estimación del Factor de Capacidad.

Otra desventaja es que la metodología evalúa solamente los

estados límite de resistencia, servicio y fatiga, dejando por fuera otros posibles casos como las combinaciones de evento extremo que podrían regir el diseño en ciertos elementos del puente.

Variables que intervienen en la determinación del factor de capacidad (FC)

El factor de capacidad involucra varias variables según se muestra en la siguiente ecuación:

$$FC = \frac{\phi_s \phi_c \phi R_n - (\gamma_{DC} DC + \gamma_{DW} DW)}{\gamma_{LL} LL} \quad [2]$$

Estas variables se describen a continuación:

Capacidad

La Capacidad (R_n) es la propiedad del elemento para soportar esfuerzos (tensión, compresión, flexión o cortante) o deformaciones hasta alcanzar un estado límite determinado, como por ejemplo la capacidad del elementos de alcanzar su resistencia última (estado límite de resistencia) o la capacidad del elemento de alcanzar cierto nivel de esfuerzos, deformaciones o anchos de grieta (estado límite de servicio). (AASHTO LRFD, 2012)

En el método LRFR la capacidad nominal de los elementos de una superestructura se calcula de acuerdo con los procedimientos establecidos en la especificación de diseño AASHTO LRFD, seguidamente es modificada por factores que consideran la redundancia de la superestructura (ϕ_s), la condición estructural en que se encuentra el elemento (ϕ_c) y el tipo de falla del elemento (ϕ).

El factor de sistema (ϕ_s) contabiliza la resistencia extra del elemento analizado por su condición de redundancia estructural y su valor depende de la configuración de los elementos de la superestructura, los valores de este factor se especifican en la sección 6A.4.2.4 de AASHTO MBE y varían entre 0,85 y 1.

El factor de resistencia (ϕ) depende enteramente del material utilizado y el tipo de falla de este, favoreciendo las fallas dúctiles y castigando las fallas frágiles. Los valores para este factor se detallan en las secciones 5 y 6 de AASHTO LRFD para elementos de concreto y acero respectivamente. Este factor puede variar entre 0,75 para fallas por cortante en concreto y 1 para fallas dúctiles de flexión en acero.

El factor de condición (ϕ_c) de un elemento se puede obtener a partir de la información proveniente de inspecciones rutinarias. En la tabla 1 se muestra la relación que existe entre el factor de condición del elemento y la calificación de condición brindada a la superestructura establecida durante una inspección.

Tabla 1.- Relación entre la calificación de la condición de la superestructura y el factor de condición del método LRFR

Calificación de la condición de la superestructura	Condición equivalente para el elemento	Factor de condición ϕ_c
6 o mayor	Buena o satisfactoria	1,00
5	Aceptable	0,95
4 o menor	Pobre	0,85

En la tabla 1, la "Calificación de la condición de la superestructura" se establece de acuerdo con los criterios establecidos en la publicación de la Federal Highway Administration (FHWA) de Estados Unidos llamada "Recording and Coding Guide for Structure Inventory and Appraisal of the Nations Bridges", en la cual se califica la condición de las partes principales del puente (tablero, superestructura y subestructura) de 0 a 9, según la condición observada en la inspección realizada, donde 0 es la peor condición (condición "Fallada") y 9 es la mejor condición (condición "Excelente").

Efecto de la carga muerta

El efecto de la carga muerta se refiere a fuerzas internas, esfuerzos o deformaciones producidos en los elementos por las cargas que permanecen estáticas en el puente durante un largo periodo.

La carga muerta puede ser de dos tipos: permanente durante la vida de diseño de la superestructura, como por ejemplo el peso propio de elementos estructurales y no estructurales fijados al puente, o variable durante la vida de la estructura como por ejemplo la superficie de rodamiento. En el manual AASHTO MBE se especifican factores de carga distintos para cargas permanentes y para cargas permanentes variables en el tiempo.

El procedimiento de análisis simplificado utilizado en la metodología LRFR permite distribuir las cargas entre los elementos principales mediante el concepto de áreas tributarias, donde los efectos obtenidos, tal y como se presentó en la ecuación [2], disminuyen la capacidad de la sección para tomar las cargas vivas.

Los factores de carga muerta a utilizar en el proceso de evaluación varían según la combinación utilizada, no obstante no varían con el nivel de cargas vivas a evaluar. Los factores de carga muerta se presentan en la tabla 2.

Tabla 2.- Factores de carga muerta según superestructura y combinación de carga.

Tipo de superestructura	Estado límite	Carga permanente	
		DC	DW
Acero	Resistencia I	1,25	1,5 ⁽¹⁾
	Servicio II	1	1
	Fatiga	0	0
Concreto reforzado	Resistencia I	1,25	1,5 ⁽¹⁾

⁽¹⁾: En caso de que se haya revisado el espesor de la sobre capa de rodamiento este valor pasa a ser 1,25

Efecto de la carga viva

El efecto de carga viva se define como fuerzas internas, esfuerzos o deformaciones producidos en los elementos de la superestructura por las cargas vehiculares.

En el método LRFR incluido en el manual AASHTO MBE se permite realizar el análisis estructural de una superestructura por medio del método simplificado basado en factores de distribución de la carga viva establecido en AASHTO LRFD. Con los factores de distribución se determinan las fuerzas que se generan en una viga como un porcentaje de las fuerzas que exhibiría la viga si toda la carga vehicular fuera soportada por

ella.

Los factores de carga de la carga viva dependen únicamente del nivel de carga que se está revisando. En las siguientes secciones se presentan los factores de carga respectivos.

Niveles de carga viva y factores de carga

El factor de carga para la carga viva va a depender del nivel de carga para el cual se está evaluando la estructura. El manual AASHTO MBE divide el proceso evaluativo en los siguientes niveles: Cargas de diseño (nivel de inventario y nivel operativo), cargas legales y cargas de permiso.

Nivel de cargas de diseño

Las cargas de diseño son el primer nivel de evaluación por carga viva en el puente, basado y en la especificación para diseño AASHTO LRFD y su carga viva HL-93. La evaluación de cargas de diseño se subdivide en nivel de inventario y nivel de operación:

- Nivel de Inventario

En este nivel los puentes existentes se evalúan para el mismo nivel de confiabilidad que se utiliza en el diseño de puentes nuevos utilizando AASHTO LRFD. De ahí que el factor de carga para la carga viva vehicular a utilizar en el estado límite de resistencia I es 1,75 igual al utilizado en el proceso de diseño.

Los puentes que pasan la evaluación por carga viva de diseño en el nivel de inventario ($FC \geq 1$) tendrán una capacidad adecuada para las cargas legales establecidas en el manual AASHTO MBE y para las cargas legales definidas por Costa Rica que están dentro de los límites de exclusión descritos en AASHTO LRFD.

- Nivel de operación

En este nivel, los puentes se evalúan también para la carga viva de diseño HL-93. El factor de carga viva utilizado en el nivel operativo y el estado límite de resistencia I es de 1,35. La diferencia en el factor de carga entre el nivel de inventario y el nivel de operación radica en que el factor de 1,75 representa estadísticamente una carga viva envolvente de todos los efectos producidos por el modelo HL-93, mientras que el factor de 1,35 representa una condición de carga máxima estadísticamente más probable que suceda que la carga envolvente de diseño.

Si un puente pasa la evaluación de capacidad de carga viva de diseño para el nivel de inventario ($FC \geq 1,0$) no es necesario realizar la evaluación del nivel de operación. Si el puente no pasa el nivel de inventario ($FC < 1,0$) pero si pasa el nivel de operación, éste tendrá una capacidad adecuada para las cargas legales incluidas en el manual AASHTO MBE pero podría no tener capacidad para cargas legales que defina el MOPT especialmente si estas cargas son mayores y si se varía la distancia entre ejes diferente a los especificado en el manual de AASHTO MBE.

Si un puente no pasa el nivel de inventario ni el nivel de operación, entonces éste debe ser evaluado para el nivel de cargas legales incluidas en el manual AASHTO MBE el cual se explica a continuación.

Nivel de cargas legales

Las cargas legales son el segundo nivel de evaluación de la

carga viva vehicular de la metodología LRFR y se requiere su revisión solamente en caso de que se obtenga un factor de capacidad $FC < 1,0$ para el nivel de operación.

Una característica de las cargas legales de AASHTO MBE es que todas cumplen con las restricciones de peso vehicular aplicables a carreteras interestatales de Estados Unidos. Es decir, los vehículos cumplen con las siguientes restricciones: (a) Peso total máximo del vehículo con carga: 36,3 ton; (b) Pesos máximos por tipo de eje: 9,0 ton para un eje simple y 15,4 ton para un eje doble o tándem, y (c) el peso total admisible de un grupo de ejes consecutivos de un vehículo cumple con la Fórmula B.

La Fórmula B es una expresión que se utiliza para asegurarse que el peso y configuración de ejes de un vehículo particular no va a exceder el efecto que produce el camión de diseño HS20-44. El peso límite establecido por esta fórmula va a depender del número de ejes y de la distancia entre ejes analizados, según se muestra a continuación:

$$W = 0,74 \left(\frac{LN}{N-1} + 3,66N + 11 \right) [3]$$

Dónde,

N: Número de ejes

L: Distancia entre el grupo ejes analizados (m)

W: Peso admisible soportado por el grupo de ejes analizados (ton)

Cualquier configuración de vehículos que supere el peso admisible definido mediante la fórmula B para un grupo de ejes, el peso total máximo del vehículo con carga de 36,3 toneladas o los pesos máximos por eje establecidos por AASHTO se clasifica como un vehículo de carga que requiere de una evaluación de capacidad específica para conceder un permiso de paso sobre el puente.

Las cargas legales de AASHTO MBE se clasifican en dos familias de cargas: las cargas comerciales de rutina mostradas en la figura 1 y las cargas de transporte especializado (SHV por las siglas en ingles) mostradas en la figura 2.

Las cargas comerciales de rutina son representativas de los vehículos de carga que transitan actualmente en los Estados Unidos, y se diseñaron para producir envolventes de los efectos de estos en puentes de claros cortos, medianos y largos.

Las cargas vivas SHV representan vehículos sin articulación, de longitud corta y ejes múltiples, comúnmente utilizados para el acarreo de materiales de construcciones, recolección de basura y mudanzas. Por medio de las cargas SHV se modelan los efectos críticos de vehículos que cumplen con la fórmula B, el peso total máximo y los pesos por eje, con separaciones cortas, que hacen que produzcan esfuerzos mayores a los que producen las cargas comerciales de rutina en los elementos de los puentes. Como parte de la familia de cargas SHV se define en AASHTO MBE la carga NRL, la cual es una carga que representa el caso más crítico de la fórmula B para los camiones sin articulación, es decir, crea una envolvente de las cargas SHV, por lo que si la superestructura de un puente se evalúa con la carga NRL y pasa, es decir se obtiene $FC \geq 1,0$ no

se requiere realizar una evaluación para el resto de cargas SHV (es decir, SU4, SU5, SU6 y SU7), en caso contrario ($FC < 1$) se debe evaluar cada una de las cargas SHV para emitir las restricciones de carga necesarias.

Adicionalmente el manual AASHTO MBE permite que un departamento de transporte pueda definir sus propias cargas legales con base en las condiciones de tránsito típicas de cada lugar.

Las cargas legales también cumplen la función de establecer límites de peso total cuando el FC para una carga legal particular es menor a 1. Estos límites de peso también se conocen como límites de carga segura (CS) y se calculan con la ecuación [4] obtenida de AASHTO MBE.

$$CS = \frac{W}{0,7} (FC - 0,3) [4]$$

Dónde,

W: Peso total de la carga legal cuyo $FC < 1,0$ (ton)

FC: Factor de capacidad para la carga legal analizada (ecuación [2])

CS: Limite de Carga Segura o límite de peso total para los vehículos que representa la carga legal analizada (ton)

Cuando un puente obtiene un FC menor a 0,3 para una carga legal en particular se debe prohibir el paso de los vehículos que están representados por esa carga legal.

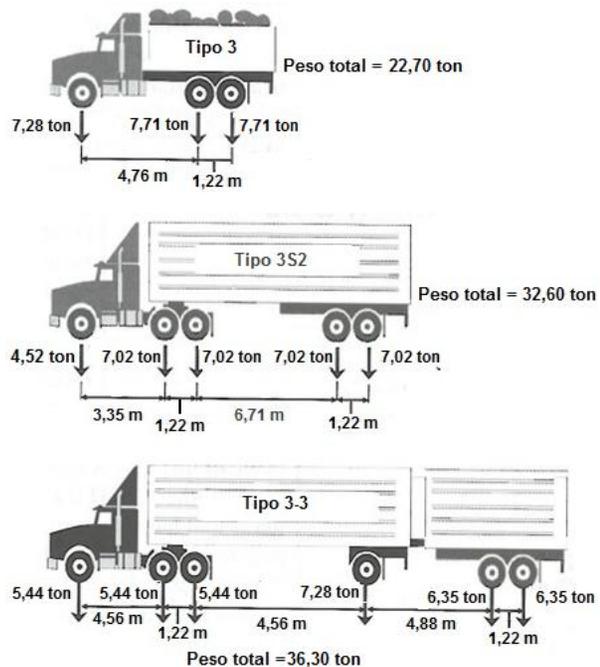


Figura 1.- Familia de modelos cargas legales comerciales de rutina

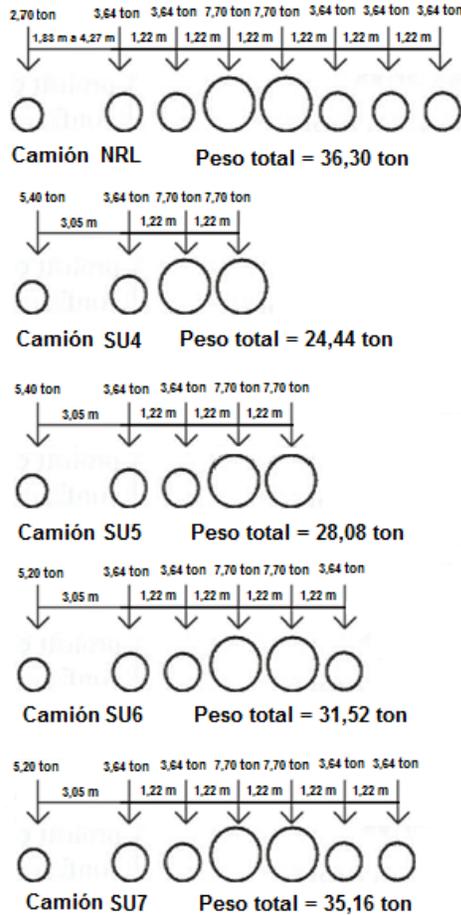


Figura 2.- Familia de modelos de cargas legales SHV

Los factores de carga para las cargas vivas legales dependen del tránsito promedio diario de vehículos pesados que transita por la carretera donde se ubica el puente. En la tabla 3 se presentan estos factores.

Tabla 3.- Factores de carga para las cargas legales establecidas en el manual AASHTO MBE.

Tránsito promedio diario de vehículos pesados en un carril (ADTT)	Factor de carga para cargas legales Tipo 3, tipo 3S2 y tipo 3-3	Factor de carga para cargas legales NRL, SU4, SU5, SU6 y SU7
Desconocido	1,80	1,60
ADTT ≥ 5000	1,80	1,60
ADTT = 1000	1,65	1,40
ADTT ≤ 100	1,40	1,15

Se permite interpolar linealmente para otros ADTT

Niveles de cargas para permiso

Las cargas de permiso son el tercer nivel de evaluación el cual se encuentra fuera del alcance de este documento.

Este tipo de cargas vivas evalúan la capacidad del puente para

cargas vehiculares que por su configuración y peso requieren un permiso especial de paso por la estructura. Para la evaluación de este nivel de carga se requiere que el puente haya tenido un FC igual o mayor a 1 para todas las cargas legales, en caso contrario no se debe permitir el paso de ninguna de estas cargas.

Los factores de carga para permiso de paso están especificados en la tabla 6A.4.5.4.2a-1 del manual AASHTO MBE y dependen del peso del vehículo, del tipo de permiso que se requiere y del tránsito promedio diario de vehículos pesados en la carretera donde se ubica el puente.

En la figura 3 se presenta un organigrama donde se resume el procedimiento descrito previamente para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de una superestructura para los diferentes niveles de carga.

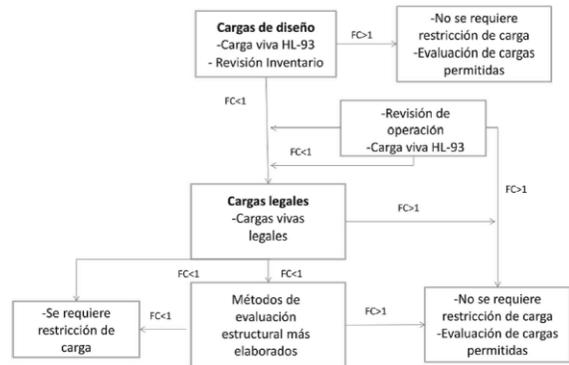


Figura 3.- Procedimiento de evaluación de capacidad de carga

Combinaciones de carga para obtener el factor de capacidad

Las combinaciones de carga utilizadas para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de un elemento son:

Tabla 4.- Combinaciones de carga a utilizar en la evaluación de las superestructuras

Superestructura	Cargas	
	Diseño	Legales
Concreto reforzado	Resistencia I	Resistencia I
Acero	Resistencia I	Resistencia I
	Servicio II	Servicio II

Para el caso de la superestructura de acero, donde se requiere la revisión de dos estados límite por nivel de carga se tomará como FC el menor obtenido, ya que este representa el caso más crítico.

Evaluación de la capacidad de carga de superestructuras estándar de puentes

Las superestructuras evaluadas en esta investigación son superestructuras estándar simplemente apoyadas de vigas rectas diseñadas a finales de la década de 1940 por el Buró de Caminos Públicos de los Estados Unidos, para la carga viva vehicular de diseño HS15-44 de la Especificación Estándar para diseño de puentes en carreteras de AASHO (AASHO, 1949). Estas superestructuras fueron utilizadas en la

construcción de varios puentes ubicados en la carretera interamericana (Ruta 1 y Ruta 2) por lo que evaluar su capacidad de carga vehicular resultaría reflejaría la capacidad de carga viva de muchos puentes de nuestro país.

Las superestructuras específicamente evaluadas a lo largo del tramo de carretera entre Canas y Liberia son de los puentes que cruzan sobre los siguientes ríos: Cañas, Blanco, Villa Vieja, Estanque, Arena, La Urraca y Pijije.

Descripción de las superestructuras estándar

Superestructuras de concreto

Las superestructuras estándar de vigas principales de concreto fueron diseñadas para claros de 9 m y 15 m. La tabla 5 presenta un resumen de las propiedades geométricas, de refuerzo y configuración estructural esquematizadas en la figura 4.

El refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal indicados en la tabla 5 se refieren al acero de refuerzo de las zonas de las vigas más esforzadas por flexión y cortante, respectivamente.

Ambas superestructuras de vigas de concreto poseen una losa de 165,1 mm de espesor que fue colada monolíticamente con las vigas principales. El acero de refuerzo transversal superior e inferior de la losa consiste en dos mallas de varilla #5 espaciadas a cada 350 mm, tanto para el refuerzo superior como para el refuerzo inferior. El refuerzo longitudinal (en dirección del tránsito) de varillas #4 espaciadas a cada 216 mm.

Los planos originales del puente indican que este fue diseñado con la especificación AASHO 1949. El concreto utilizado se especifica en planos como concreto clase A con una resistencia mínima a la compresión a los 28 días de colado de 28 MPa.

Los planos del puente también indican que el acero de refuerzo debe cumplir con la norma ASTM A-305-50T, de grado "estructural o intermedio", los cuales corresponden a denominaciones antiguas para la resistencia de las barras de

refuerzo utilizados en los códigos AASHO. La resistencia del grado estructural es de 227 MPa (33 ksi), mientras que la del grado intermedio es de 275 MPa (40 ksi). Para la evaluación de capacidad de carga de los puentes se utilizará conservadoramente el menor de los valores de esfuerzo de cedencia ya que no se conoce con exactitud cuál fue el utilizado.

Tabla 5.- Características generales de las superestructuras de concreto reforzado

	Superestructuras de concreto			
	Superestructura 9m		Superestructura 15m	
	Vigas internas	Vigas externas	Vigas internas	Vigas externas
Puentes	Río Blanco y Río Cañas		Río Pijije y Río Estanque	
Peralte (m)	0,55917		1,156	
Ancho (m)	0,4829		0,4829	
Refuerzo longitudinal de vigas	14#8 7090 mm ²	12#8 6080 mm ²	15#9 9620 mm ²	14#9 8980 mm ²
Refuerzo transversal de vigas (aros)	#4@150 mm		#4@300 mm	
Espesor de losa (mm)	165,1		165,1	
Separación centro a centro entre vigas(m)	2,19		2,19	

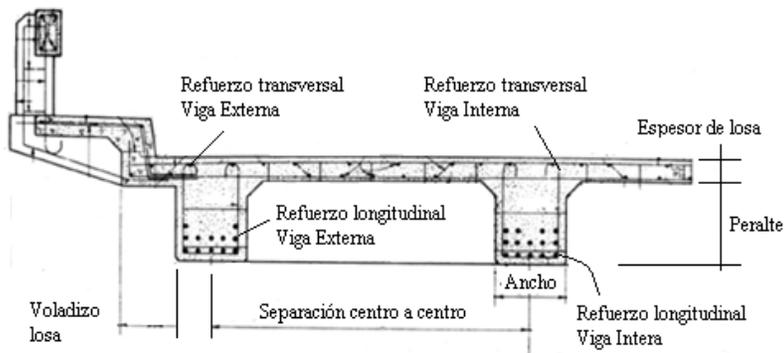


Figura 4.- Detalle de superestructura de concreto

Superestructuras de acero

Las superestructuras de vigas principales de acero cuentan con claros de 21 m y 27 m. En la tabla 6, se detallan las características de los materiales, la geometría de vigas y losa y la separación de las vigas.

Tabla 6.- Características generales de las superestructuras de acero

	Superestructuras de acero			
	Superestructura 21 m		Superestructura 27 m	
	Viga interna	Viga externa	Viga interna	Viga externa
Puentes	Río Arenas, Río Blanco y Río Villa Vieja		Río Cañas y Río Caraña	
Peralte (m)	0,911	0,915	0,911	0,920
Ancho de alas(m)	0,4186	0,419	0,4186	0,420
Espesor de alas (mm)	32	34,2	32	36
Espesor del alma (mm)	19,4	20,4	19,4	21,5
Espesor de losa (mm)	165,1		165,1	
Separación centro a centro entre vigas(m)	2,21		2,21	
Voladizo de losa (m)	0,2286		0,2286	
Esfuerzo de cedencia (MPa)	227		310	
Interacción viga-loza	Sección no compuesta		Sección compuesta	

La figura 5 presenta las dimensiones de las vigas y los datos de la configuración mencionados en la tabla 6 y utilizados para calcular los FC de las superestructuras de acero.

Las superestructuras de acero consisten de cuatro vigas "I" de acero, las vigas internas son de la denominación 36WF@230 mientras que las vigas externas son 36WF@245 y 36WF@260 para las superestructuras de 21 m y 27 respectivamente. La

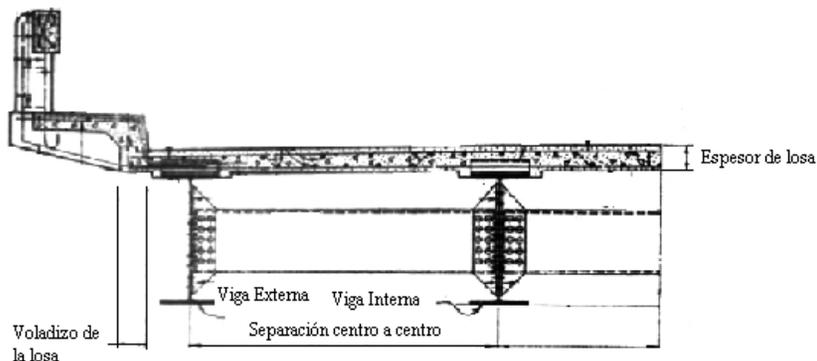


Figura 5.- Detalle de superestructura de acero

denominación de estas vigas corresponde a las secciones utilizadas antes de la década de 1970, época en que se diseñó el puente en cuestión.

Existen varias diferencias significativas entre las dos superestructuras de acero. La primera diferencia es la resistencia del acero indicado en planos. En los planos de la superestructura de 21 m no se especifica la resistencia del acero, por lo que se recurrió a la tabla 6A.6.2.1-1 de AASHTO MBE, la cual con base en la época en que se construyó el puente recomienda un esfuerzo de cedencia para la evaluación de 227 MPa, tal y como se indica en la tabla 6. Este valor es significativamente más bajo al detallado para la superestructura de 27 m, denominado en planos como acero estructural con silicio, el cual posee un esfuerzo de cedencia de 310 MPa.

La segunda diferencia significativa es la interacción entre vigas y losa de las superestructuras, ya que para la superestructura de 21 m no se detalla ningún tipo de conectores de cortante en planos, las vigas toman los esfuerzos y deformaciones sin ayuda de la sección de concreto de la losa, a diferencia de la superestructura de 27 m, donde perfiles Z actúan como conectores de cortante a lo largo del claro y brindan interacción de sección compuesta entre las vigas principales y la losa.

Clasificación de la condición de los elementos de las superestructuras

Para poder realizar la evaluación de las superestructuras estándar se tomará como ejemplo el puente sobre el río Cañas, el cual cuenta con las superestructuras de concreto de 9 m y de acero de 27 m. Las condiciones de carga y factor de condición obtenidos para las superestructuras de este puente se considerarán válidas para las otras superestructuras del mismo material (concreto de 15 m y acero de 21 m).

Superestructuras de concreto

El proceso de calificación de la condición de los elementos de las superestructuras de concreto del puente sobre el Río Cañas se realiza con base en los criterios brindados por la FHWA en la publicación "Recording and Coding Guide for Structure Inventory and Appraisal of the Nations Bridges", utilizando los hallazgos reportados en el informe de inspección emitidos por la Unidad de Puentes del LanammeUCR.

Clasificación de la condición de la superestructura de concreto

Los hallazgos del Informe de Inspección del Puente sobre el Río Cañas, emitido por la Unidad de Puentes del LanammeUCR que están relacionados con la superestructura de concreto son:

1. Se encontró la existencia de una sobre capa asfáltica de 65 mm no contemplada en los planos originales.
2. Se observaron grietas verticales por retracción en las caras expuestas a la intemperie de las vigas externas (ver figura 6).
3. No se observaron grietas debidas a esfuerzos de flexión o cortante en ninguna las vigas externas e internas.
4. Cerca de los “apoyos expansivos” de los bastiones, se identificaron grietas por concentración de esfuerzos en el alma de las vigas principales debido a la restricción al movimiento longitudinal de la viga en los apoyos causada por la corrosión de las placas de apoyo. (ver figura 7).



Figura 6.- Grietas (resaltadas) por retracción en caras externas de vigas externas.



Figura 7.- Grietas por concentración de esfuerzos en los apoyos expansivos

Con base en esta información, la superestructura de concreto se calificaría como 5 con los criterios definidos por la FHWA. La calificación 5 corresponde a la condición "Aceptable" donde "todos los elementos están sanos pero podrían tener problemas menores de pérdidas de sección, agrietamientos, desprendimientos de concreto o socavación" (Federal Highway Administration , 1995). Con esta calificación y utilizando la tabla 1 se obtiene un factor de condición de 0,95.

Superestructura de acero

La evaluación de la condición de los elementos de la superestructura de acero también se realiza con base en los criterios de la FHWA. De nuevo, se toma como ejemplo el caso del puente sobre el río Cañas, tomando como referencia para la condición de los elementos el informe de inspección emitido por la Unidad de Puentes del LanammeUCR.

Condición de superestructura de acero del río Cañas

Los principales hallazgos son:

1. Esta superestructura también tenía una sobre capa asfáltica de 65 mm sobre la losa de concreto no contemplada en los planos de diseño.
2. Las vigas de acero mostraban oxidación general a lo largo de todo el claro de 27 m de la superestructura de acero, así como zonas puntuales de corrosión de los bordes de las alas, cerca de los apoyos. (ver figuras 9 y 10).

Según los hallazgos reportados en el informe del LanammeUCR la superestructura de acero también se calificaría como 5 (Condición "Aceptable"), para lo que utilizando la tabla 1 se obtiene un factor de condición de 0,95.

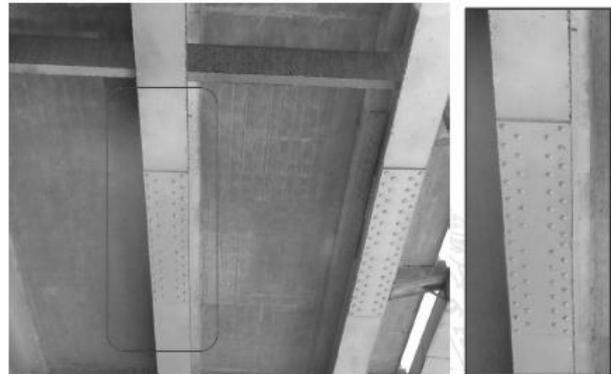


Figura 8.- Oxidación generalizada en los bordes de las vigas principales

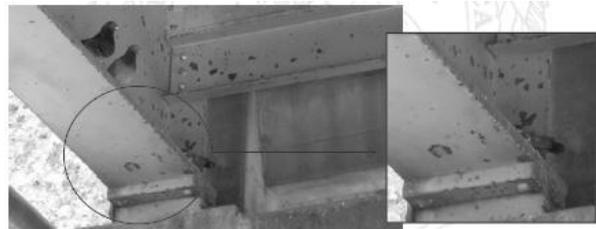


Figura 9.- Corrosión localizada cerca de los apoyos

Losa de concreto para ambas superestructuras

La losa de concreto reforzado también se evalúa con base en los criterios de la FHWA. Nuevamente, se toma como ejemplo el caso de la losa del puente sobre el río Cañas, tomando como referencia para su condición el informe de inspección emitido por la Unidad de Puentes del LanammeUCR, en el que se mencionan los siguientes hallazgos:

1. Se observó eflorescencia en las juntas de construcción transversales en la superficie inferior de la losa de concreto de la superestructura de vigas de concreto.
2. En la superficie inferior de la losa de la superestructura de vigas de acero se observaron grietas transversales con eflorescencia. Además se observó eflorescencia en las juntas de construcción.

De acuerdo con la información presentada la losa se calificaría como 5, obteniendo de la tabla 1 un factor de condición de 0,95.

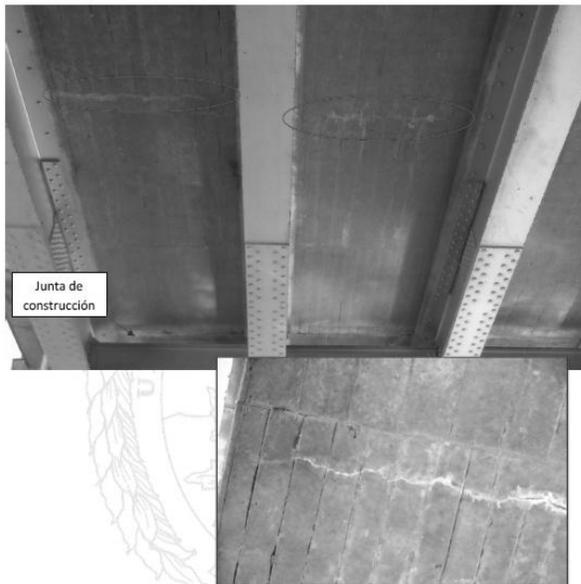


Figura 10.- Grieta transversal en la cara inferior de la losa

Resultados del análisis

La evaluación de la capacidad de carga viva de las superestructuras estándar descritas se realizó siguiendo el proceso presentado en el diagrama de flujo de la figura 3.

Capacidad

La tabla 7 muestra la capacidad nominal de cortante y momento para las vigas externas e internas de las superestructuras de vigas de concreto y acero. Para el cálculo del FC la capacidad debe multiplicarse por los siguientes factores:

1. Factor de resistencia (ϕ): se obtiene según AASHTO LRFD. Para momento y cortante en vigas de concreto reforzado controladas por tensión es de 0,90; para cortante y momento en vigas de acero es de 1,00.

2. Factor de sistema (ϕ_s): se obtiene de AASHTO MBE. Para superestructuras de losa sobre vigas, con espaciamiento entre vigas mayor a 1,2 m es de 1,00.
3. Factor de condición (ϕ_c): se obtiene de AASHTO MBE, utilizando el procedimiento mostrado anteriormente. Para todas las superestructuras se utilizó el mismo factor de condición de 0,95 obtenido para las superestructuras del puente sobre el río Cañas.

Efecto de carga muerta

Los esfuerzos de flexión y cortante debidos a carga muerta se calcularon considerando la carga debida al peso propio de la estructura, el peso de accesorios y el peso de una sobre capa asfáltica de 65 mm para todas las superestructuras. En la tabla 7 se presentan los resultados obtenidos para momento y cortante sin factorizar debidos a carga muerta para las vigas externas e internas de las superestructuras de vigas de concreto y acero.

Para la evaluación por cargas de diseño en ambas estructuras se utiliza la combinación de carga de Resistencia I, cuyos factores de carga se detallan en la tabla 3. En las superestructuras de acero se evaluó también el estado límite de servicio II, sin embargo los FC obtenidos son mayores a los del estado límite de resistencia I por lo que se presenta el caso crítico. Al evaluar las cargas legales se utiliza igualmente la combinación de carga de Resistencia I para vigas de concreto y acero, revisando además para las vigas de acero la combinación de Servicio II.

Factor de capacidad de superestructura de vigas de concreto

Evaluación del nivel de carga viva de diseño

Del análisis estructural y la distribución mediante los factores de distribución de carga viva de AASHTO LRFD se puede observar que la viga interna recibe más carga que la viga externa, además, debido al concepto de distribución de cargas muertas por área tributaria, y debido a que el voladizo de la losa es menor que la separación entre vigas, la viga interna recibe mayor porcentaje de carga muerta que la viga externa. Por estas razones la viga interna es el elemento crítico.

En la tabla 7 se presentan los efectos de la carga viva de diseño sin factorizar calculados para vigas internas y externas de cada superestructura. También se muestra el factor de capacidad para el nivel de inventario y el nivel de operación, calculados según la ecuación [2] para la combinación de carga Resistencia I.

Para el nivel de carga de inventario, la tabla 7 muestra que ninguna viga de las superestructuras de concreto tiene capacidad para soportar los esfuerzos por flexión. En promedio, el FC en flexión del elemento crítico (viga interna) es menor a uno en un 44%. En cuanto a cortante solamente las vigas externas tienen capacidad para soportar los esfuerzos, ya que en promedio exceden el valor unitario de FC en un 33% mientras que el FC promedio de las vigas internas es menor a uno en un 13,5%.

Para el nivel de carga operativo, ninguna de las superestructuras de concreto tiene capacidad de soportar los esfuerzos de flexión ya que su FC es en promedio menor a uno en un 28% para la viga interna y un 22,5% para la viga externa. Por otro lado, las vigas internas y externas de ambas superestructuras de concreto sí poseen suficiente capacidad a

cortante ya que su FC es mayor a uno en un 12,9% para las vigas internas y en un 72,5% para las vigas externas.

Además, en la tabla 7 se puede observar que los FC disminuyen con el incremento en la longitud de la superestructura de concreto, aunque las vigas de mayor longitud, exhiben un incremento en el peralte y el área de acero de refuerzo. Esto se debe porque en puentes más largos se pueden tener más ejes del camión de diseño sobre el puente,

además aumenta al cuadrado el efecto de las cargas muertas, aumentando así los esfuerzos producidos en los elementos del puente.

De acuerdo con el diagrama de flujo de la figura 3, se requiere la revisión del nivel de cargas legales debido a que los factores de capacidad (FC) por flexión del nivel de operación son menores a 1,00.

Tabla 7.- Resultados del análisis estructural y factores de capacidad (FC) para nivel de inventario y operacional

Evaluación cargas de diseño		Superestructura							
		Concreto 9m		Concreto 15m		Acero 21m		Acero 27m	
		Viga Interna	Viga Externa	Viga Interna	Viga Externa	Viga Interna	Viga Externa	Viga Interna	Viga Externa
Flexión	Capacidad nominal ⁽¹⁾ (kN-m)	905,62	781,30	2145,00	1977,00	3169,00	3416,00	6534,00	6841,00
	Carga muerta ⁽¹⁾ (kN-m)	200,21	177,78	698,71	636,40	959,50	600,55	1586,00	992,74
	Carga de sup. de rodamiento ⁽¹⁾ (kN-m)	28,30	28,30	78,15	78,15	185,20	92,30	306,11	152,58
	Carga viva HL-93 ⁽¹⁾ (kN-m)	482,60	395,95	920,34	819,72	1457,00	1318,00	1954,00	1889,00
	FC ⁽²⁾	Inventario	0,58	0,59	0,54	0,56	0,62	1,03	1,12
	Operación	0,75	0,77	0,69	0,72	0,80	1,34	1,46	1,99
Cortante	Capacidad nominal ⁽¹⁾ (kN-m)	546,50	549,46	698,94	691,35	2168,00	2273,00	2960,00	3270,00
	Carga muerta ⁽¹⁾ (kN-m)	74,58	66,16	156,00	142,35	179,76	112,52	231,13	144,66
	Carga de sup. de rodamiento ⁽¹⁾ (kN-m)	10,48	10,47	20,50	20,50	34,69	17,29	44,06	22,24
	Carga viva HL-93 ⁽¹⁾ (kN-m)	231,72	149,57	255,13	179,62	358,86	263,90	384,28	282,59
	FC ⁽²⁾	Inventario	0,89	1,43	0,84	1,23	2,85	4,32	3,67
	Operación	1,15	1,85	1,09	1,60	3,70	5,61	4,76	7,60

⁽¹⁾: Efectos de carga sin factorizar.

⁽²⁾: Para el cálculo de los FC se utiliza la combinación de carga de Resistencia I establecida en AASHTO MBE, utilizando factores de carga viva de 1,35 para el nivel de operación y 1,75 para el nivel de inventario.

Tabla 8.- Efectos de la carga viva y factor de capacidad (FC) debido a las cargas legales en las superestructuras de concreto

Carga legal	Momento por Carga viva ⁽¹⁾ (kN-m)	Concreto 9 m		Concreto 15 m	
		FC ⁽²⁾ (flexión)		FC ⁽²⁾ (flexión)	
		Viga Interna	Viga Externa	Viga Interna	Viga Externa
Tipo 3	300,51	0,98	1,00	0,90	0,91
Tipo 3S2	298,27	0,98	1,01	0,99	1,00
Tipo 3-3	247,00	1,19	1,22	1,07	1,10
NRL	467,80	0,71	0,73	0,65	0,66
Tipo SU4	367,43	0,91	0,93	0,88	0,90
Tipo SU5	397,30	0,84	0,86	0,82	0,83
Tipo SU6	435,20	0,77	0,78	0,74	0,75
Tipo SU7	451,50	0,74	0,76	0,68	0,69

⁽¹⁾: Efectos de carga sin factorizar.

⁽²⁾: Para el cálculo de los FC se utiliza la combinación de carga de Resistencia I establecida en AASHTO MBE, utilizando factores de carga viva de 1,35 para el nivel de operación y 1,75 para el nivel de inventario.

Evaluación del nivel de cargas legales

Los resultados de la evaluación de la capacidad de carga viva por cargas legales se muestran en la tabla 8.

Los esfuerzos de cortante no se muestran debido a que el FC por cortante para cargas de diseño en el nivel de operación fue mayor a uno.

Para el cálculo de los FC de cargas legales se utilizan los mismos resultados mostrados en la tabla 7 para la capacidad, los efectos de carga muerta y los efectos de carga por superficie de rodamiento. Para el efecto de carga viva se utilizan los resultados de momento en las vigas utilizando las cargas legales establecidas por AASHTO y mostrados en la tabla 8.

La tabla 8 muestra que para el caso de carga más crítico (viga interna), los FC de la todas las cargas legales comerciales de rutina son inferiores a uno, exceptuando la carga tipo 3-3. Este resultado se debe a que el modelo de carga viva tipo 3-3 es más largo que los puentes, por lo que en ningún instante todos los ejes se encuentran sobre la superestructura, y ningún grupo de ejes genera un efecto mayor al de configuraciones más livianas y cortas.

Como también se puede observar en la tabla 8, la evaluación para la carga NRL brindó un valor de FC menor a uno. Debido a esto, es necesario revisar el resto de cargas de la familia SHV. Al revisar la familia de cargas SHV se puede observar que todas dieron como resultado un valor de FC menor a uno, por lo que es necesario colocar límites de peso vehicular para la superestructura analizada.

Para establecer límites de peso vehicular para el tránsito sobre el puente a partir de la evaluación de cargas legales se utilizaron los valores menores de FC correspondientes a las vigas internas de ambas superestructuras.

En la tabla 9 se presenta el resultado de utilizar la ecuación [4] para calcular el límite al peso vehicular que puede transitar sobre la superestructura obtenido a partir de los FC obtenidos para las diferentes cargas legales.

Tabla 9.- Límites de peso vehicular derivados de las cargas legales para las superestructura de concreto

Carga legal	Peso Total (ton)	Peso restringido (ton)	
		Concreto 9 m	Concreto 15 m
Tipo 3	22,6	21,83	18,71
Tipo 3S2	32,6	31,81	31,13
SU4	24,3	21,07	17,46
SU5	27,9	21,48	15,99
SU6	31,3	20,84	13,04
SU7	34,8	21,77	11,91

De la tabla 9 se observa que las mayores restricciones se dan para los camiones de la familia SHV (SU4, SU5, SU6, SU7) debido a los bajos FC obtenidos, llegando a la máxima restricción en el camión SU7, con una carga un 37,6% menor que el peso del camión para la viga de 9 m y un 66% menor para la viga de 15 m.

Revisión de deflexiones por carga viva

Esta revisión no está especificada en AASHTO MBE, sin embargo, de manera adicional a la revisión de capacidad de carga de las superestructuras de concreto se realizó una revisión por deflexiones para evaluar el nivel de servicio del puente.

Como criterio se utilizó el límite de deflexión para carga viva de L/800, del artículo 2.5.2.6.2 de AASHTO LRFD, donde L es la longitud total del claro.

Para la revisión se utilizó la carga viva de diseño HL-93, las propiedades de la sección agrietada y la combinación de carga del estado límite de Servicio I establecida en AASHTO LRFD.

Se encontró que las deflexiones de las vigas de las superestructuras de concreto superan el valor límite de deflexión L/800 en un 18,2 % para la superestructura de 9 m y en un 15,8%, lo que indica que estas superestructuras son flexibles.

Factor de capacidad de superestructura de vigas de acero

Evaluación del nivel de carga viva de diseño

En la tabla 7 se presentan la capacidad, los efectos de carga muerta, los efectos debido a la carga impuesta por la superficie de rodamiento y el efecto de la carga viva para las superestructuras de acero evaluadas.

Para la evaluación de las cargas de diseño de la superestructura de acero se consideran los estados límites de resistencia I y servicio II, sin embargo, en la tabla 7 solo se presentan los resultados del estado límite de resistencia I debido a que estos son los más críticos, es decir poseen un menor FC.

Del análisis estructural simplificado para vigas internas y externas se concluye que el elemento interno es el más esforzado, por lo que al igual que en la superestructura de concreto se define la viga interna como el elemento crítico.

De la tabla 7 es importante notar que los FC presentan diferencias significativas entre ambas superestructuras de acero. Estas diferencias se deben a que el grado de acero de las vigas de la superestructura corta es un 27% menor que el de la superestructura larga, y porque las vigas de la superestructura de 21m no exhiben una sección compuesta.

La tabla 7 también muestra que la superestructura de 27 m presenta capacidad suficiente para soportar esfuerzos de flexión y cortante producidos por la carga de diseño HL-93 en el nivel de inventario, ya que se excede el valor unitario de FC en un 12% para flexión y en un 267% para cortante. De estos resultados y con base en el diagrama de flujo del método LRFR se concluye que no se requiere evaluar el nivel de cargas legales para la superestructura de acero de 27 m.

Las vigas externas de la superestructura de 21 m presentaron un FC de 1,03 para el nivel de inventario lo que indica que tienen suficiente capacidad para soportar los efectos producidos por la carga de diseño HL-93 y no se requiere la evaluación en el nivel de operación. Sin embargo, las vigas internas no tienen capacidad suficiente para soportar esfuerzos de flexión producidos por la carga viva HL-93, ya que se obtuvo un FC menor a uno en un 38% para el nivel de

inventario y en un 20% para el nivel de operación. Por lo tanto se requiere evaluar la capacidad de carga viva por cargas legales para las vigas internas de la superestructura de acero de 21 m.

Las vigas internas y externas de ambas superestructuras tienen suficiente capacidad para soportar los esfuerzos cortantes producidos por la carga viva HL-93 ya que los valores de FC para el nivel de inventario son mayores a uno por más del doble.

Evaluación del nivel de cargas vivas legales

En la tabla 8 se presenta la evaluación de capacidad de carga viva por cargas legales para esfuerzos de flexión en las vigas internas de la superestructura de 21 m.

Tabla 10.- Efectos de carga viva y FC de cargas legales en la superestructura de acero de 21 m

Carga legal	Acero 21 m	
	Momento máximo por carga viva ⁽¹⁾ (kN-m)	FC ⁽²⁾ (flexión) Viga Interna
Tipo 3	977,05	1,17
Tipo 3S2	1060,55	1,08
Tipo 3-3	1003,00	1,14
NRL	1540,20	0,88
Tipo SU4	1099,60	1,23
Tipo SU5	1213,50	1,11
Tipo SU6	1354,10	1,00
Tipo SU7	1478,90	0,91

⁽¹⁾: Efectos de carga sin factorizar.

⁽²⁾: Para el cálculo de los FC se utiliza la combinación de carga de Resistencia I establecida en AASHTO MBE, utilizando factores de carga viva de 1,35 para el nivel de operación y 1,75 para el nivel de inventario.

De la tabla 10 se observa que solamente el camión SU7 posee un FC legal menor a uno en un 8,6%, por lo que es el único tipo de vehículo pesado que requeriría de restricción de carga. Por medio de la ecuación [4] se obtiene un peso restringido de 30,52 ton, lo que significa un 87,7% del peso total del camión.

Revisión de deflexiones por carga viva

Adicionalmente a la evaluación de capacidad de carga viva se evaluó si las superestructuras de acero cumplen con el límite de deflexión de L/800 de AASHTO LRFD, utilizando la combinación de carga de Servicio I.

Las deflexiones máximas de las vigas de ambas superestructuras de acero superan el valor límite L/800 en un 159 % para la superestructura de 21 m y en un 111 % para la superestructura de 27 m, lo que indica que las superestructuras son bastante flexibles y que la alta resistencia del material que permite disminuir los espesores y peralte la sección transversal de las vigas principales incrementa la flexibilidad de las superestructuras de acero, afectando de esta forma el nivel de servicio del puente con deflexiones por encima del límite permitido.

Factor de capacidad de la losa de concreto

De acuerdo con la sección 6.1.5.1 de AASHTO MBE no es necesaria la revisión de las losas de concreto bajo condiciones de tránsito normales, sin embargo este podría no ser el caso de las losas de los puentes construidos con las superestructuras analizadas por lo que se optó por realizar esta revisión.

Sólo se realizó una evaluación de capacidad de carga para una losa de concreto aunque se hayan evaluado cuatro superestructuras. Esto se debe porque las losas de las 4 superestructuras muestran detalles geométricos y de distribución del acero de refuerzo idénticos. Para su evaluación se asumió que la condición de la losa de concreto de las superestructuras analizadas es igual a la condición de la losa del puente sobre el río Cañas.

En la tabla 11 se presentan los resultados del cálculo de capacidad de momento y los momentos máximos por carga muerta y carga viva sin factorizar para el cálculo del FC de diseño. Todos los efectos de carga se toman en la línea centro de las vigas.

Tabla 11.- Resultados del análisis estructural y FC para cargas de diseño en la losa

Evaluación de cargas de diseño	Resultados para evaluación por momento	
	Positivo	Negativo
Capacidad de momento ⁽¹⁾ (kN-m)	32,42	29,23
Momento por Carga muerta ⁽¹⁾ (kN-m)	2,2	0,86
Momento Carga viva ⁽¹⁾ (kN-m)	30,72	31,2
FC ⁽²⁾ Inventario (Resistencia I)	0,46	0,44
Operación (Resistencia I)	0,60	0,57

⁽¹⁾: Efectos de carga sin factorizar.

⁽²⁾: Para el cálculo de los FC se utiliza la combinación de carga de Resistencia I establecida en AASHTO MBE, utilizando factores de carga viva de 1,35 para el nivel de operación y 1,75 para el nivel de inventario.

Capacidad

La capacidad de la losa de concreto reforzado se calculó considerando esta como una losa apoyada en una sola dirección, ya que se cumple con la relación entre la longitud del panel y el ancho de apoyo mayor que 1,5 ($9/2,19=4,10$), de acuerdo con la sección 4.6.2.1.4 de AASHTO LRFD.

La capacidad neta sin factorizar proporcionada por el refuerzo inferior (momento positivo) y el refuerzo superior (momento negativo) se presenta en la tabla 9.

Es importante mencionar que la losa de concreto no cumple con el espesor mínimo de 177 mm para losas especificado en el artículo 9.7.1 de AASHTO LRFD 2012.

Efecto de carga muerta

Al igual que para las superestructuras de vigas de concreto y acero, los efectos de carga muerta corresponden a los producidos por el peso propio de la losa de concreto, las cargas de accesorios en ambos extremos transversales de la losa y la sobre capa asfáltica de 65 mm sobre la losa. El efecto de cargas muertas permanentes y de la sobre capa asfáltica se considera como uno solo ya que comparten el

mismo factor de carga al haberse medido en campo el espesor de la sobre capa.

Los momentos máximos por carga muerta mostrados en la tabla 11 se obtuvieron con un software de análisis estructural debido a la condición hiperestática de apoyo de losa.

Evaluación por nivel de carga de diseño

La carga de diseño se modeló utilizando una separación de ejes en la dirección transversal a la dirección del tránsito de 1,8 m, sin considerar el efecto de la carga de carril, como se especifica en AASHTO LRFD para el diseño de la losa.

Los momentos máximos por carga viva mostrados en la tabla 11 se obtuvieron utilizando un software de análisis estructural.

Los resultados presentados en la tabla 11 indican que se debería restringir la carga a transitar sobre el puente debido a que la losa no posee capacidad suficiente ya que los FC obtenidos para los niveles de inventario y de operación son menores que el valor unitario, presentando deficiencias máximas de 56% y 43% respectivamente para los niveles de inventario y operación.

Evaluación por nivel de cargas legales

Debido a que los FC del nivel operativo son menores a la unidad se requiere la evaluación de las cargas legales para restringir la carga máxima sobre la losa.

Tabla 12.- FC de flexión para cargas legales sobre la losa

Carga legal	FC ⁽¹⁾ flexión	
	Positivo	Negativo
Tipo 3	1,15	0,89
Tipo 3S2	1,26	0,98
Tipo 3-3	1,22	0,95
NRL	1,36	1,05

⁽¹⁾: FC calculado para la combinación de carga de Resistencia I.

De los resultados presentados en la tabla 12 se puede observar que los FC críticos son los obtenidos para los momentos negativos sobre las vigas, y más específicamente para los camiones comerciales de rutina ya que poseen el eje más pesado entre las cargas evaluadas. La familia de camiones SHV no deben evaluarse ya que el FC para la carga NRL es mayor que uno.

Se muestra en la tabla 13 la restricción de carga para los valores de FC inferiores a la unidad en la tabla 10, utilizando la ecuación [4] y el peso del camión legal en cuestión.

Tabla 13.- Límites de peso vehicular derivados de las cargas legales para la losa de concreto reforzado

Carga legal (ton)	Carga Total (ton)	Carga restringida (ton)
Tipo 3	22,6	19,05
Tipo 3S2	32,6	31,67
Tipo 3-3	36,3	33,71

De la tabla anterior se encuentra que la mayor restricción de carga se da en la carga legal tipo 3, el cual posee el eje más pesado entre todas las cargas legales AASHTO con un valor

de 7,07 ton, cuyos efectos requieren una restricción del 16% del peso total.

Es importante destacar que las restricciones de las cargas por los resultados de la losa no son mayores a los producidos para el análisis de las vigas, esto debido a que la evaluación de la carga viva de la losa se realizó con base en la sección transversal del eje más pesado de los camiones, lo que produjo factores menores a los dados por el efecto de la configuración longitudinal de ejes en la evaluación de las vigas.

Conclusiones

A continuación se presentan las principales conclusiones:

- El MOPT no cuenta con una metodología para evaluar la capacidad de carga viva en los puentes del país.
- La evaluación de capacidad de carga por el método LRFR de AASHTO MBE representa una solución rápida y sencilla que podría ser aplicada en Costa Rica para complementar la información de las inspecciones realizadas a las estructuras de puentes.
- El hecho de tener que imponer restricciones de carga en las superestructuras significa que el puente debe de ser reforzado pues no puede soportar de manera segura los esfuerzos producidos por la cargas de diseño y modelos de carga viva actuales.
- Para las superestructuras de concreto de 9 m y 15 m los factores de capacidad menores que uno para el nivel de cargas de diseño en el nivel de inventario y de operación indican que no tienen capacidad para soportar la carga de diseño HL-93. Debido a esto fue necesario evaluar el nivel de cargas legales, resultando en que es necesario colocar restricciones de peso para la mayoría de vehículos legales de AASHTO, que obtuvieron valores del factor de capacidad menores que uno. En cuanto a la revisión de deflexiones por carga viva se encontró que la superestructura de 9 m supero en un 18,2% el límite de L/800, mientras que la superestructura de 15 m lo supero en un 15,8%.
- También, para las vigas internas de la superestructura de acero de 21 m los factores de capacidad menores que uno para el nivel de cargas de diseño para el nivel de inventario y de operación indican que no tienen capacidad para soportar la carga de diseño HL-93. Debido a esto fue necesario evaluar el nivel de cargas legales, resultando en que se debe colocar una restricción de peso para el vehículo legal SU7 de AASHTO, ya que se obtuvo un factor de capacidad menor que uno. Al revisar las deflexiones producidas por la carga viva de diseño se encontró que estas superan en un 111% el límite de L/800 impuesto en AASHTO LRFD.
- Contrario a la superestructura de acero de 21 m y a las superestructuras de concreto, la superestructura de acero de 27 m si presenta capacidad para resistir la carga de diseño HL-93 debido a que se obtuvieron factores de capacidad mayores que uno en el nivel de cargas de diseño para el nivel de inventario, por lo cual no fue necesaria la evaluación para cargas legales, no obstante al revisar el criterio de deflexiones por carga viva de AASHTO LRFD se encuentra que estas superan en un 159% el límite de L/800.

- La losa de concreto estándar evaluada (que es la losa típica de las cuatro superestructuras evaluadas) presentó factores de capacidad menores que uno en el nivel de carga de diseño para el nivel de inventario y de operación. Debido a esto fue necesario evaluar el nivel de cargas legales, resultando en que es necesario colocar restricciones de peso para los vehículos legales de AASHTO, que obtuvieron valores del factor de capacidad menores que uno.
- Los puentes analizados con la superestructura de vigas de concreto reforzado de 9 m y de 15 m requieren la restricción de cargas para los camiones legales tipo 3, tipo 3S2, SU4, SU5, SU6 y SU7, las restricciones de carga se muestran en la tabla 9.
- Los puentes analizados con la superestructura de vigas de acero de 21 m requieren la restricción de carga del camión SU7 a un 87,7% del peso máximo del camión.

Recomendaciones

Con el fin de adaptar aspectos de la metodología LRFR a la realidad costarricense se recomienda al Ministerio de Obras Públicas y Transportes:

- Recomendar e implementar la metodología LRFR del Manual para Evaluación de Puentes de AASHTO para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de los puentes del país para complementar la información del Sistema de Administración de Puentes.
- Complementar la evaluación analizando la deflexiones de las estructuras aun cuando se cumpla con FC
- Promover un estudio sobre pesos y dimensiones de los vehículos estipulados en el Decreto No 31363 del MOPT para determinar si los efectos de estos se encuentran dentro de la envolvente de la carga viva de diseño HL-93. En caso de que alguno de los vehículos estipulados en ese decreto sobrepase la envolvente se recomienda restringir su peso total, peso por eje y dimensiones entre ejes con el fin de que la evaluación en el nivel de carga viva de diseño de LRFR sea aplicable en Costa Rica.
- Definir uno o varios vehículos que representen las cargas legales de Costa Rica, si del estudio de pesos y dimensiones recomendado resulta que los pesos permitidos para los vehículos de Costa Rica producen efectos en los elementos de los puentes mayores que los que producen las cargas legales de AASHTO.

Además, para las superestructuras estándar evaluadas se recomienda:

- Colocar restricciones de peso en los puentes que posean superestructuras de acero de 21 m y superestructuras de concreto de 9m y 15 m, para cada configuración de camión legal establecido en AASHTO MBE que haya obtenido factores de capacidad menores que uno.
- Reforzar la losa y la vigas de las cuatro superestructuras estándar analizadas para aumentar su resistencia y rigidez y cumplir con el límite de deflexión de $L/800$.

Referencias bibliográficas

AASHTO . (2011). *The Manual for Bridge Evaluation*. Washington DC: AASHTO.
AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design*

Specifications. Washington DC: AASHTO.

AASHTO. (2011). *The Manual for Bridge Evaluation*. Washington, DC: AASHTO.

Álvarez, L. G. (2014, Marzo). Capacidad de carga viva en superestructuras simplemente apoyadas mediante el método LRFR de AASHTO. San José, San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

Canadian Institute of Steel Construction. (1967, Diciembre). *Handbook of Steel Construction* . Toronto, Ontario, Canadá: CISC.

Dirección de Puentes. (2007). *Manual de Inspección de Puentes*. San José: MOPT.

Federal Highway Administration . (1995). *Recording and Coding for Structure Inventory and Appraisal of the Nations Bridges*. Washington, DC.: FHWA.

Federal Highway Administration. (2008). Participant Workbook. *Fundamentals of LRFR for Bridge Superstructures* (p. 288). NHI.

Japan International Cooperation Agency. (2007). *The study on capacity development in bridge rehabilitation, maintenance and management based on 29 bridges of national highway network in Costa Rica*. San José: JICA.

Modern Steel Construction. (2011, Julio). *Steel Interchange*. Chicago, Illinois, Estados Unidos : AISC.

Murillo, J. A., & Castillo, R. (2014). *El Sistema de Gestión de Puentes de Costa Rica*. San José: Universidad de Costa Rica.

Romero, A. (2013, Junio 6). Evaluación de capacidad de puentes por parte del MOPT. (L. G. Sánchez, Interviewer) Unidad de Puentes, LanammeUCR. (2013). *Inspección del Puente sobre el Río Cañas*. San José: LanammeUCR.

Unidad de Puentes, LanammeUCR. (2013). *Revisión del peso de los vehículos incluidos en la propuesta de actualización del acuerdo centroamericano de circulación por carretera y en el decreto 31363 - MOPT y su efecto en puentes de Costa Rica*. San José: LanammeUCR.