



*Certificación ISO 9001:2008 ‡*

C

---

---

# **Análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debidos a cargas vivas vehiculares**

Saúl Enrique Crespo Sánchez  
Daniel Rodríguez Naranjo  
Francisco Carrión Viramontes  
Juan Antonio Quintana Rodríguez

**Publicación Técnica No. 398  
Sanfandila, Qro, 2014**



---

**SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**  
**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Análisis de efectos longitudinales y transversales  
en puentes debidos a cargas vivas vehiculares**

**Publicación Técnica No. 398**  
**Sanfandila, Qro, 2014**

---



Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por el M. C. Saúl Enrique Crespo Sánchez, el M. C. Daniel Rodríguez Naranjo, el Dr. Francisco Carrión Viramontes y el Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez.

Se agradece la colaboración del Dr. Miguel Martínez Madrid, Coordinador de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por la revisión y las facilidades para la realización del presente trabajo.



# Contenido

---

Resumen		ix
Abstract		xi
Resumen	Ejecutivo	xiii
Capítulo 1.	Introducción	1
Capítulo 2.	Cargas vivas vehiculares	13
	Código de diseño de puentes carreteros de Canadá de 2006 (CHBDC S6-06) y suplementos de 2007 y 2010	14
	Código de diseño europeo (Eurocódigo, 2003)	17
	Código de diseño americano (AASHTO, 2007)	21
	Normativa de pesos y dimensiones de México	27
Capítulo 3.	Efecto longitudinal de la carga viva	30
	Momentos flexionantes y fuerza cortante	32
Capítulo 4.	Estados límite de servicio (deflexiones)	38
	Deflexiones	38
Capítulo 5.	Análisis transversal de las cargas vivas	47
	Método de Courbon de reparto transversal de cargas	48
	Método de Morice and Little de reparto transversal de cargas	50
	Distribución transversal de carga en puente tipo de concreto reforzado	52
	Distribución transversal de cargas en puente tipo de concreto presforzado	57
Capítulo 6.	Conclusiones	63
Capítulo 7.	Bibliografía	65



# Índice de tablas y figuras

---

Fig. 1.1	Tipos de puentes. a) Puente Río Papaloapan (atirantado), b) Puente Infiernillo (armadura), c) Puente Albatros (basculante), d) Puente Barranca Honda (acero)	1
Fig. 1.2	Sección transversal de puente con vigas Te (AASHTO, 2007)	2
Fig. 1.3	Sección transversal de puente con vigas cajón, a) cerradas, b) abiertas (AASHTO, 2007)	2
Fig. 1.4	Sección transversal de puente con vigas doble Te con conectores de corte (AASHTO, 2007)	3
Fig. 1.5	Sección transversal de puente con vigas doble Te o tipo I (AASHTO, 2007)	3
Fig. 1.6	Configuración de puente en voladizo	4
Fig. 1.7	Configuración de puente arco con tablero superior	4
Fig. 1.8	Configuración de puente colgante	5
Fig. 1.9	Configuración de puente atirantado, a) diseño en abanico, b) diseño en arpa	6
Fig. 1.10	Componentes de un puente (Sánchez G., 2008)	7
Fig. 1.11	Vehículos de diseño, AASHTO (Sánchez G., 2008)	9
Fig. 1.12	Vehículos reales en México (Sánchez G., 2008)	10
Fig. 1.13	Modelo de carga vehicular IMT 66.5 para claros $\geq 30$ m	10
Fig. 1.14	Modelo de carga vehicular IMT 66.5 para claros $< 30$ m	11
Fig. 1.15	Modelo de carga vehicular IMT 20.5 para claros $\geq 15$ m	11
Fig. 1.16	Modelo de carga vehicular IMT 20.5 para claros $< 15$ m	11
Fig. 2.1	Vehículo de diseño CL-625. (CHBDC, 2006)	14
Fig. 2.2	Vehículo de diseño BCL-625. (Supplement to CHBDC S6-06, 2007)	15
Tabla 2.1	Combinaciones y factores de carga de estados límite. (Suplemento a CHBDC S6-06, 2010)	16

Tabla 2.2	<b>Factores <math>\alpha</math> de carga máximos y mínimos. (Suplemento a CHBDC S6-06, 2010)</b>	17
Tabla 2.3	<b>Número y ancho de carriles de carga virtuales (EUROCODE, 2003)</b>	18
Fig. 2.3	<b>Arreglo de carriles de carga virtuales (EUROCODE, 2003)</b>	19
Tabla 2.4	<b>Valores básicos de cargas del modelo de carga 1 (EUROCODE, 2003)</b>	20
Fig. 2.4	<b>Modelo de carga 1 (EUROCODE, 2003)</b>	20
Tabla 2.5	<b>Deflexiones máximas permitidas para puentes de acero, aluminio o concreto (AASHTO, 2007)</b>	22
Tabla 2.6	<b>Combinaciones de carga de estados límites (AASHTO, 2007)</b>	23
Tabla 2.7	<b>Factores de carga permanente <math>\gamma_p</math> (AASHTO, 2007)</b>	24
Fig. 2.5	<b>Vehículo de diseño (AASHTO, 2007)</b>	25
Tabla 2.8	<b>Factor de carga dinámica permisible (AASHTO, 2007)</b>	26
Tabla 2.9	<b>Peso máximo autorizado por tipo de eje y tipo de camino (ton) según la NOM-012-SCT-2-1995 (SCT, 2008)</b>	28
Tabla 2.10	<b>Pesos brutos vehiculares (PBV) máximos autorizados por tipo de vehículo y camino (ton), (SCT, 2008)</b>	29
Tabla 3.1	<b>Valores promedio de los Pesos Brutos Vehiculares y porcentaje de vehículos excedidos según aforos de 1993 (Rascón, Barousse y Ventura, 1997)</b>	31
Tabla 3.2	<b>Porcentaje de vehículos excedidos según aforo de 2003 (Crespo et. al., 2011)</b>	31
Fig. 3.1	<b>Momentos flexionantes máximos ocasionados por vehículos reales en México, comparados con los generados por los vehículos de diseño de reglamentos extranjeros (Rascón, 1999)</b>	32
Fig. 3.2	<b>Vehículos de diseño empleados en el diseño de puentes de concreto en México</b>	33
Fig. 3.3	<b>Ecuaciones de momento máximo en función del claro del puente para vehículos del código americano</b>	34
Fig. 3.4	<b>Ecuaciones de momento máximo en función del claro del puente para vehículos de la normativa mexicana</b>	35

Fig. 3.5	<b>Momentos y cortantes máximos para distintos vehículos de diseño en función del claro del puente</b>	37
Fig. 4.1	<b>Superestructura empleada en la estimación de deflexiones</b>	39
Fig. 4.2	<b>Configuración 1 de trenes de carga en puente tipo de concreto reforzado</b>	40
Tabla 4.1	<b>Deflexiones por efecto de combinación de vehículos de diseño americanos en puente tipo de concreto reforzado</b>	40
Fig. 4.3	<b>Configuración 2 de trenes de carga en puente tipo de concreto reforzado</b>	41
Tabla 4.2	<b>Deflexiones por efecto de combinación de vehículos de diseño mexicanos en puente tipo de concreto reforzado</b>	41
Fig. 4.4	<b>Deflexiones generadas en puente tipo de concreto reforzado por diversas configuraciones vehiculares</b>	42
Fig. 4.5	<b>Configuración 1 de trenes de carga en puente tipo de concreto presforzado</b>	43
Tabla 4.3	<b>Deflexiones por efecto de combinación de vehículos de diseño americanos en puente tipo de concreto presforzado</b>	43
Fig. 4.6	<b>Configuración 2 de trenes de carga en puente tipo de concreto presforzado</b>	44
Tabla 4.4	<b>Deflexiones por efecto de combinación de vehículos de diseño mexicanos en puente tipo de concreto presforzado</b>	45
Fig. 4.7	<b>Deflexiones generadas en puente tipo de concreto presforzado por diversas configuraciones vehiculares</b>	45
Fig. 5.1	<b>Modelo de elemento finito de puente de referencia de concreto reforzado</b>	53
Fig. 5.2	<b>Posición transversal crítica de vehículos de diseño HS-20 en puente tipo de concreto reforzado</b>	53
Tabla 5.1	<b>Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto reforzado ocasionados por dos vehículos HS-20 en posición transversal crítica</b>	54
Fig. 5.3	<b>Posición transversal de vehículos de diseño HS-20 centrados en puente tipo de concreto reforzado</b>	55
Tabla 5.2	<b>Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto reforzado ocasionados por dos vehículos HS-20 centrados</b>	55

Fig. 5.4	<b>Posición transversal de vehículos T3-S3 centrados en puente tipo de concreto reforzado</b>	56
Tabla 5.3	<b>Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto reforzado ocasionados por dos vehículos HS-20 centrados</b>	56
Fig. 5.5	<b>Posición transversal de vehículos de diseño HS-20 centrados en puente tipo de concreto presforzado</b>	58
Tabla 5.4	<b>Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto presforzado ocasionados por dos vehículos HS-20 centrados</b>	58
Fig. 5.6	<b>Posición transversal de vehículos de diseño T3-S2-R4 centrados en puente tipo de concreto presforzado</b>	59
Tabla 5.5	<b>Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto presforzado ocasionados por dos vehículos T3-S2-R4 centrados</b>	59
Fig. 5.7	<b>Un vehículo T3-S2-R4 y un HS-20 en posición transversal crítica en puente tipo de concreto presforzado</b>	60
Tabla 5.6	<b>Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto presforzado ocasionados por un vehículo T3-S2-R4 y un HS-20 en posición transversal crítica</b>	61

# Resumen

---

En el presente estudio, se analizan los efectos transversales de las configuraciones vehiculares y los modelos de carga, poniendo a prueba dos métodos de repartición transversal; por un lado el criterio de Courbon, ampliamente usado por diseñadores de puentes y, por otro lado, el criterio de Morice and Little; la eficacia en la repartición transversal de estos criterios, es analizada a través de modelos de elementos finitos de referencia de dos superestructuras de puentes distintas: una de concreto reforzado y la otra de vigas AASHTO tipo IV, con características representativas a las de los puentes en México. En general, se encuentra que el método aproximado de Courbon, popular en el diseño de puentes en México, genera factores de reparto transversal de carga que sobrestiman el efecto respecto a modelos de elementos finitos de superestructuras (concreto reforzado y presforzado del tipo losa-viga) hasta en un 50%, lo que produce diseños más robustos y costosos.

Por último, se sujetan a prueba las configuraciones y modelos de carga estudiados en términos de los estados límites de servicio, considerando como parámetro de comparación la deflexión máxima generada por estas. Pudo verse que las deflexiones revisadas no son rebasadas, aun con los niveles de sobrecarga, posiblemente producto de la sobreestimación en la repartición de los efectos de manera transversal en la superestructura.



# Abstract

---

In this study analyzes the transversal load effects from real vehicles with the load models is also done. In this case, two distribution model are used: the Courbon criterion, widely used by bridge designers; and the Morice and little criterion, that considers the transversal stiffness of the bridge deck. The load distribution effectiveness is analyzed through finite elements reference models of two different types of structures; reinforced concrete and prestressed AASHTO IV beams, which are representative of most Mexican bridges. In general, it is found that the approximate Courbon's method generates transversal load distribution factors that overestimate the effect observed with finite elements models up to 50%, leading to most robust and costly designs if this method is used. In the case of the Morice and Little criterion, due to the transversal stiffness of the deck, the distribution factors are less than 10% to the reference values.

Finally, the truck loads and configurations, with the bridge load models are studied from the point of view of the state service limits, using the maximum deflection as the comparative parameter. It was found, despite the overloading, that the deflections are not exceeded; this can be explained via the transversal load distribution over the bridge deck.



# Resumen ejecutivo

---

En los códigos referentes al diseño y análisis de puentes, la carga viva de diseño no corresponde a la carga de vehículos reales; sino que se idealiza un tren de cargas para que los efectos generados en los sistemas cubran el espectro de respuesta de aquellos producidos por los vehículos reales. En este estudio, se analizan los efectos longitudinales, a través de la estimación de los elementos mecánicos (momento flexionante y fuerza cortante) considerando las diversas configuraciones vehiculares con diversas magnitudes de Peso Bruto Vehicular (PBV) y los modelos de carga para diseño empleados en México, IMT 22.5 y 66.5. De esto, se encuentra que el efecto que producen las configuraciones T3-S2-R4 con PBV menores a 77.5 ton quedan por debajo de aquellos causados por los modelos de carga IMT.

Por otro lado, se analiza la distribución de estos efectos en los elementos que conforman la superestructura de manera transversal; para lo cual, se analizan dos criterios: el método de Courbon, el cual considera una rigidez infinita en el tablero y que existen diafragmas para la rigidez lateral; por el otro, el método de Morice and Little de reparto transversal de cargas, el cual toma en consideración la rigidez lateral del tablero. Ambos criterios son comparados con modelos de elementos finitos de la superestructura de dos tipos: una constituida por elementos de concreto reforzado rectangulares y otra por elementos de concreto presforzado (vigas AASHTO tipo IV) sujetas a distintas configuraciones vehiculares colocadas en distintas posiciones transversales sobre los tableros.

En este análisis comparativo se encontró que el método aproximado de Courbon, popular en el diseño de puentes en México, genera factores de reparto transversal de carga que sobrestiman el efecto respecto a modelos de elementos finitos de superestructuras (concreto reforzado y presforzado del tipo losa-viga) hasta en un 50%, lo que genera diseños más robustos y costosos. Por tal razón, su aplicación debe ser acotada a condiciones de rigidez transversal; lo que hace necesario plantear métodos para la repartición transversal más eficaces que permitan la optimización de materiales y recursos en el diseño de puentes, sin dejar de lado el cumplimiento de los estados límite de servicio y resistencia correspondientes.

Finalmente, una vez evaluados los elementos mecánicos en la superestructura, se analizaron los estados límites de servicio a través del seguimiento de las deflexiones por las diferentes configuraciones de cargas, en los dos tipos de superestructuras, observándose que estas deflexiones revisadas no se rebasan, aun con los niveles de sobrecarga, posiblemente producto de la sobreestimación en la repartición de los efectos de manera transversal en la superestructura.

Los resultados obtenidos en el estudio permiten visualizar los efectos generados por las acciones actuales en la infraestructura, y revisar estados límites de

resistencia y de servicio de estos sistemas; lo cual abonen la discusión sobre los pesos y dimensiones de vehículos pesados permitidos en nuestro país, además de evidenciar la problemática de los diversos criterios de repartición transversal de estos efectos en los sistemas, usados en su diseño.

Por lo anterior, es de suma importancia el desarrollo de estudios orientados hacia la conformación de una normativa para el diseño de puentes, que contemple las condiciones actuales de nuestro país; y que emplee criterios y métodos que permitan diseños óptimos de estos sistemas, y que resulten apegados a las solicitudes locales.

# 1 Introducción

---

Un puente es un sistema estructural que provee el paso sobre un curso de agua o una carretera. Existen varios tipos de puentes de acuerdo con ciertos criterios, inherentes a su composición o tipo de sistema, o al uso mismo de la estructura. Así, podemos clasificarlos -por su alineamiento- en puentes en tangente, en curva o en pendiente; por el tipo de sistema: puente colgante, puente atirantado, puente en arco o puente de armadura; por su dimensión: puentes de claros cortos, medianos o de grandes dimensiones; por su movilidad: puente basculante, giratorio o de elevación vertical; por su manera de efectuar el cruce: puente de trazo normal o puente esviado y por último, por su material de composición: puente de concreto reforzado, concreto presforzado acero, mampostería, etc.



a)



b)



c)



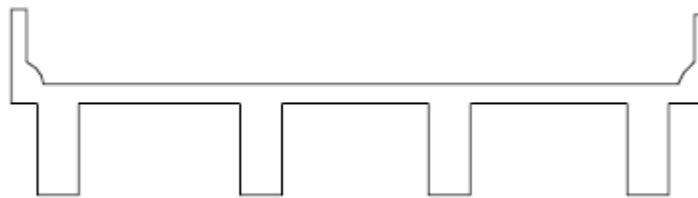
d)

**Fig. 1.1 Tipos de puentes. a) Puente Río Papaloapan (atirantado), b) Puente Infiernillo (armadura), c) Puente Albatros (basculante), d) Puente Barranca Honda (acero)**

De acuerdo con su estructuración o funcionamiento mecánico, los puentes tienen cinco clasificaciones generales (Villarino, 2010): puentes rectos o de vigas, en ménsula, en arco, colgantes y atirantados.

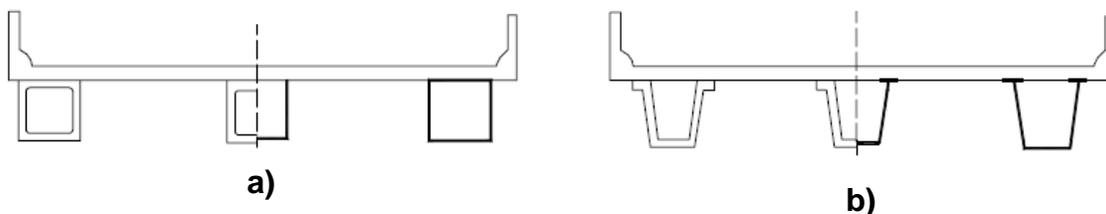
Los puentes rectos son puentes formados fundamentalmente por elementos horizontales soportados en sus extremos. Estas estructuras se constituyen por vigas de madera, acero o concreto; o bien, una losa continua de concreto reforzado; son utilizados para librar claros cortos e intermedios, de hasta 50 metros. Algunas de las secciones empleadas para constituir los elementos horizontales de estas estructuras son:

- Losa maciza: construida *in situ*, su sección es constante, de forma rectangular y se fabrica generalmente con concreto reforzado. Es utilizada para librar claros de pequeñas longitudes.
- Vigas Te: coladas *in situ*, las vigas rectangulares y la losa de concreto se fabrican de manera monolítica, dando la forma "T" que da el nombre a este tipo de estructuración. Se constituyen por concreto reforzado.



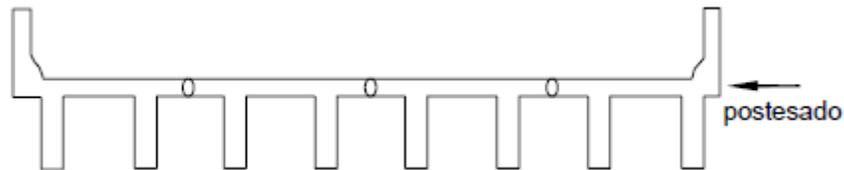
**Fig. 1.2 Sección transversal de puente con vigas Te (AASHTO, 2007)**

- Vigas cajón: son hechas generalmente de concreto prefabricado o inclusive de acero. Para el caso de las vigas cerradas, la losa de tráfico es colada *in situ*, mientras en las vigas abiertas también es posible utilizar losas prefabricadas. Este tipo de sección puede contar con presfuerzo longitudinal, logrando alcanzar claros mayores.



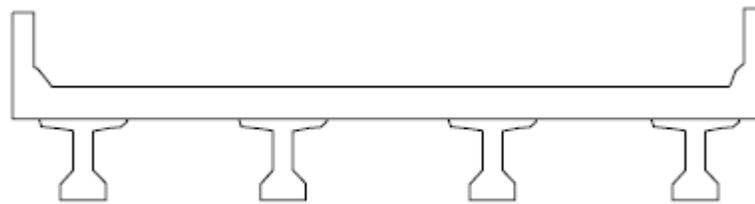
**Fig. 1.3 Sección transversal de puente con vigas cajón, a) cerradas, b) abiertas (AASHTO, 2007)**

- Vigas doble Te con conectores de corte: prefabricadas de concreto presforzado, pueden contar con un postensado horizontal. Su misma morfología ofrece una parte horizontal que constituye al tablero; la cual puede ser recubierta con concreto hidráulico o asfáltico, para mejorar la superficie de rodamiento.



**Fig.1.4 Sección transversal de puente con vigas doble Te con conectores de corte (AASHTO, 2007)**

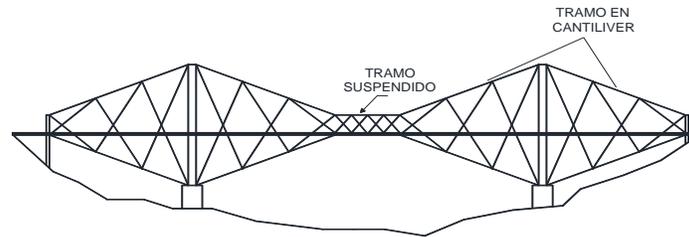
- Vigas doble Te o tipo I: prefabricadas y constituidas generalmente por concreto presforzado. Tienen la particularidad de que ya existen secciones estandarizadas con dimensiones dadas, denominadas secciones tipo AASHTO, que permiten librar claros de distintas longitudes y requerimientos. La losa de tráfico generalmente es colada *in situ* con concreto reforzado.



**Fig. 1.5 Sección transversal de puente con vigas doble Te o tipo I (AASHTO, 2007)**

- Vigas de acero: generalmente tienen sección doble T o secciones cajón, como ya se había mencionado. Cuentan con conectores de cortante para la losa de concreto reforzado colada *in situ* que se utiliza para el tablero.

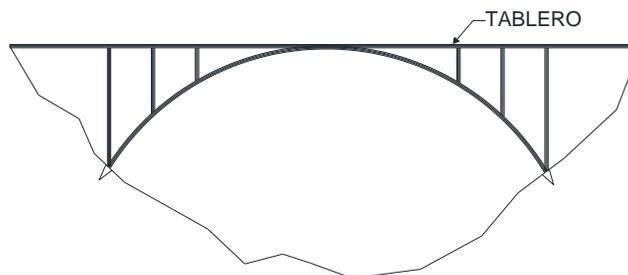
Por otro lado, el funcionamiento de los puentes en ménsula se basa en brazos voladizos proyectados desde las pilas; los cuales pueden extenderse hacia las orillas del obstáculo por librar, para sustentar el peso aplicado en los extremos suspendidos. Esta estructuración suele ser combinada con otros sistemas, como el de arco, para librar grandes claros.



**Fig. 1.6 Configuración de puente en voladizo**

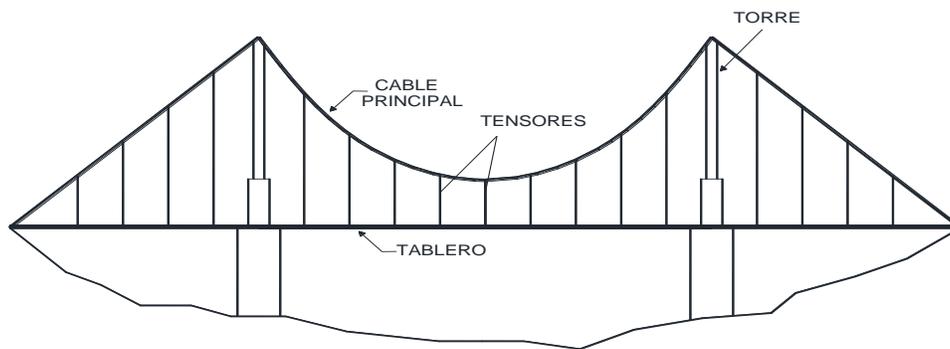
Los puentes en arco son puentes con apoyos en los extremos del claro, entre los cuales se construye una estructura en forma de arco. Estas estructuras transfieren el peso del puente y las cargas aplicadas hacia los apoyos, mediante la transmisión que ofrece el arco por esfuerzos de compresión. Son usados para claros que van desde los 60 hasta los 200 metros.

Los tableros de estos puentes pueden estar apoyados o colgados del arco principal; lo que genera las clasificaciones de arcos con tablero superior, intermedio o inferior.



**Fig. 1.7 Configuración de puente arco con tablero superior**

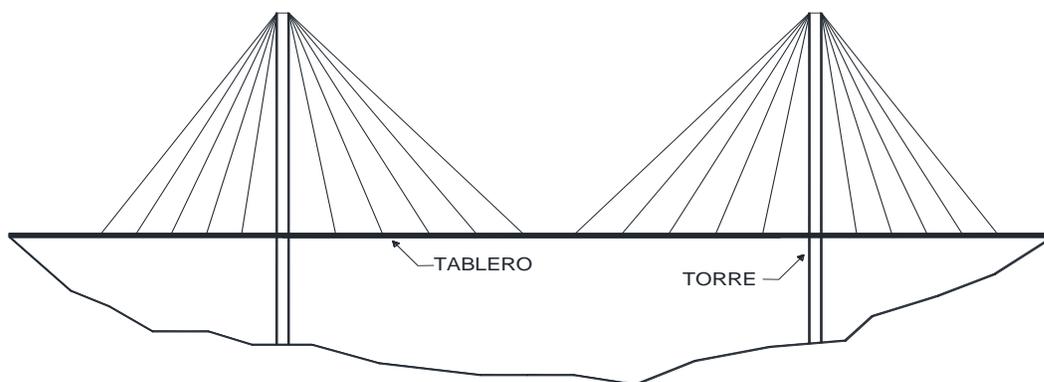
Los puentes colgantes son aquellos que se sostienen por un arco invertido a través de múltiples cables verticales de acero de alta resistencia. El peso sostenido por los cables verticales es transmitido a los cables principales, que se someten a tensión; y estos, a su vez, lo transmiten a los pilares como fuerzas de compresión. Son utilizados generalmente para claros mayores de 350 metros.



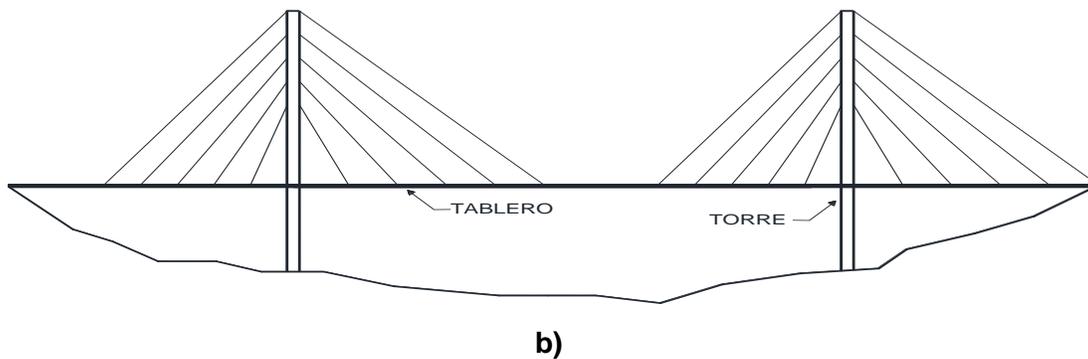
**Fig. 1.8. Configuración de puente colgante**

Por otro lado, los puentes atirantados son estructuras constituidas por tres elementos principales: tirantes, tablero y torres. Como su nombre lo dice, el tablero es atirantado a través de cables a determinada distancia, ofreciendo apoyos intermedios en los largos claros que libran estos puentes. Tales cables que le proporcionan apoyo al tablero transmiten su peso a las torres, que finalmente soportan todo el peso del tablero y lo transmiten a la cimentación. La cantidad de tirantes suele ser muy variable, así como su respectivo espaciamiento; además pueden ser paralelos entre ellos, en la configuración en arpa o bien ser radiales, recibiendo el nombre de tirantes en abanico. Las torres pueden ser formadas por una sola pila o por dos, y generan formas de A, H, Y invertida, etc.

Estos puentes permiten librar grandes claros, mayores a 300 metros.



a)



**Fig. 1.9 Configuración de puente atirantado, a) diseño en abanico, b) diseño en arpa**

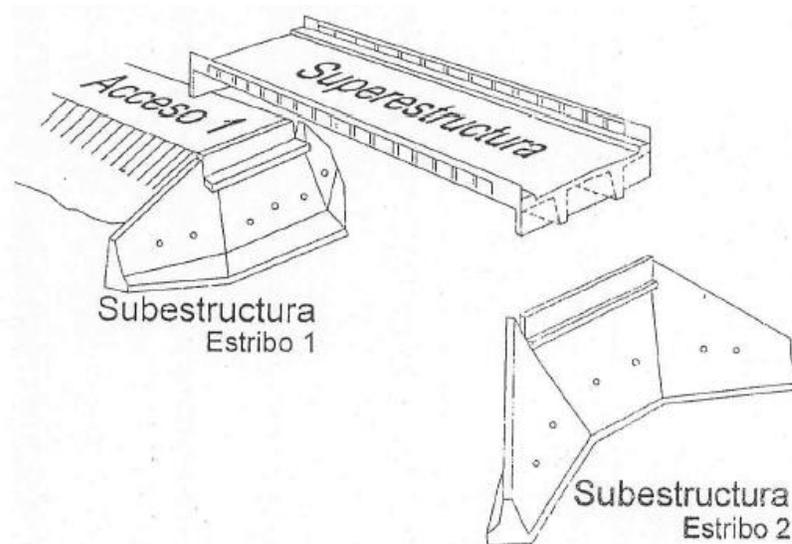
Los puentes son concebidos como sistemas estructurales; por ello cuentan con ciertos componentes particulares, entre los que se encuentran:

- Superestructura
- Subestructura
- Infraestructura o cimentación
- Accesos
- Obras complementarias

La superestructura es el elemento que logra salvar el claro y provee así paso a los vehículos, recibe de manera directa las cargas vehiculares para su posterior transmisión a la subestructura. Este componente del sistema puede realizarse con losas apoyadas sobre vigas de concreto reforzado, sobre traveses tipo AASHTO, armaduras, etc.

La subestructura es el conjunto de apoyos que soportan la superestructura, su principal objetivo es transmitir las acciones provenientes de la superestructura a la infraestructura. Este tipo de componentes generalmente son estribos, pilas o caballetes.

La infraestructura es el conjunto de elementos que reciben las acciones provenientes de la subestructura para su transmisión y sustento directamente al suelo. El tipo de elementos que conforman la infraestructura son las zapatas, pilotes, micropilotes y pilastrones.



**Fig. 1.10 Componentes de un puente (Sánchez G., 2008)**

Los accesos son los terraplenes y elementos que se construyen en las entradas y salidas del puente para brindar continuidad, proporcionar comodidad y seguridad al usuario. Por otro lado, las obras complementarias son aquellos dispositivos necesarios para el funcionamiento del puente; como pueden ser los señalamientos, los parapetos, etc.

El diseño, análisis y construcción de estos componentes está regulado por un conjunto de normas técnicas que especifican los lineamientos y las recomendaciones por seguir en su diseño. Tales reglamentos o normas se han basado en dos criterios de diseño, denominados ASD (Allowable Stress Design), diseño por esfuerzos permisibles y LRFD (Load and Resistance Factor Design), diseño por factores de carga y resistencia; por sus siglas en inglés.

Una de las diferencias principales entre ambos métodos es el hecho de que bajo el ASD se comparan esfuerzos, mientras en el LRFD se revisan resistencias; sin embargo, este factor puede ser fácilmente modificado y adaptado, multiplicando o dividiendo tales magnitudes por las propiedades de la sección. Con ambos criterios, la resistencia nominal de cada elemento analizado es modificada por el factor establecido por cada método, para compararla posteriormente con su resistencia admisible o de diseño. Estos criterios aparecen en las siguientes ecuaciones:

- Método LRFD

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

$R_u$  = Resistencia requerida (LRFD)

$R_n$  = Resistencia nominal

$\phi$  = Factor de resistencia

$\phi R_n$  = Resistencia de diseño

- Método ASD

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

Donde:

$R_a$  = Resistencia requerida (ASD)

$R_n$  = Resistencia nominal

$\Omega$  = Factor de resistencia

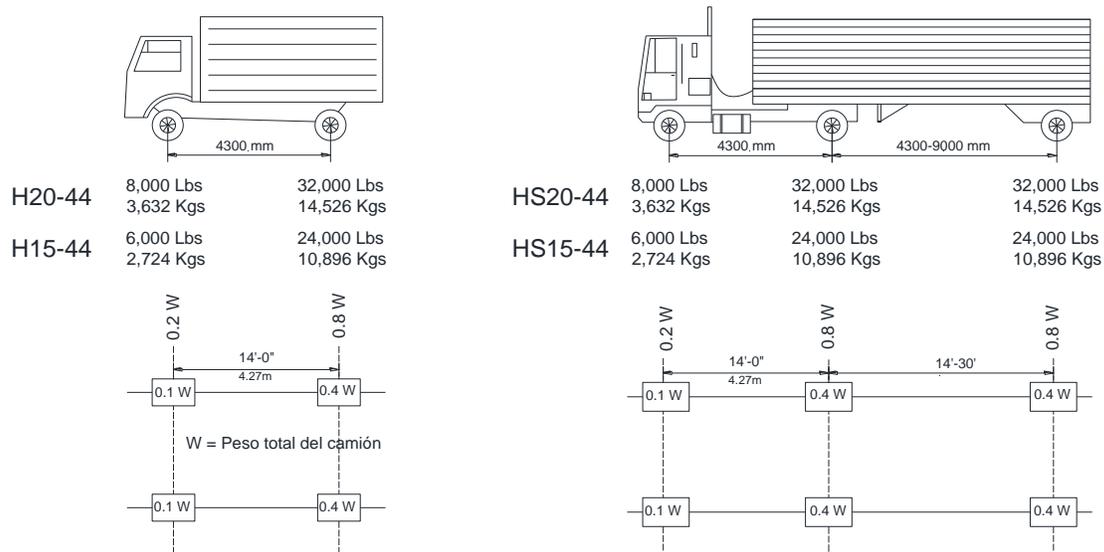
$R_n / \Omega$  = Resistencia admisible

Por otro lado, la diferencia principal entre ambos métodos radica en el uso y aplicación de sus factores. Las especificaciones LRFD consideran la variabilidad de las cargas a través de factores de carga, definidos para distintos estados límites de servicio y resistencia; mientras la influencia de la incertidumbre en las características de los materiales constructivos es incluida por medio de factores de resistencia. En cambio, las especificaciones ASD combinan ambos valores en un solo factor de seguridad (Quimby, 2008).

A través de los factores separados para carga y resistencia, el método LRFD busca diseños más consistentes con las probabilidades asociadas a ambas características; al asignar niveles de seguridad uniformes (Fernández y Ayala, 2000). De este modo, cuando las estructuras tienen cargas altamente predecibles el factor de seguridad generado por el criterio LRFD es más bajo que el del ASD ( $\Omega$ ). En cambio, si la estructura es sujeta a cargas altamente variables, el factor resultante del LRFD es mayor que el del ASD. Es decir, para estructuras con cargas muy predecibles el criterio ASD resulta conservador; mientras para estructuras con cargas muy variables produce miembros más esbeltos que el LRFD (Quimby, 2008).

Hoy, la gran mayoría de reglamentos de diseño de puentes y otras estructuras están basados en el criterio LRFD; sin embargo, el criterio ASD alcanzó una gran popularidad, al grado que actualmente sigue siendo usado para el diseño de determinadas estructuras en algunos países. Los actuales reglamentos de diseño de puentes ya están basados en el criterio LRFD.

En Estados Unidos, la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) es la asociación encargada de la emisión del reglamento de diseño de puentes de este país; dentro de este reglamento, las cargas vehiculares consideradas para el diseño de los componentes estructurales de los puentes no representan la carga de vehículos pesados reales, sino que se utilizan modelos de cargas equivalentes llamados vehículos de diseño. Para esta normativa americana, el vehículo de diseño lo ha dividido en dos clases; la primera clase es el vehículo tipo H, que es un camión sencillo, con dos ejes, cuyo eje trasero transmite el 80% del peso del vehículo. La separación entre los ejes del vehículo es de 4.27 m.



**Fig. 1.11 Vehículos de diseño, AASHTO (Sánchez G., 2008)**

La segunda clase es el vehículo tipo HS, correspondiente a un camión con semirremolque; el cual consta de un tractor de dos ejes y un semirremolque de un eje, que transmite una carga igual al 80% del peso del tractor.

En México, la Secretaria de Comunicaciones y Transportes ha emitido normativa para el proyecto de puentes carreteros. No obstante, en nuestro país, además de emplear los vehículos de diseño correspondientes a la normativa AASHTO, por mucho tiempo han sido empleadas las cargas correspondientes a vehículos reales que transitan por carreteras de nuestro país. Ejemplos de estos son los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4.

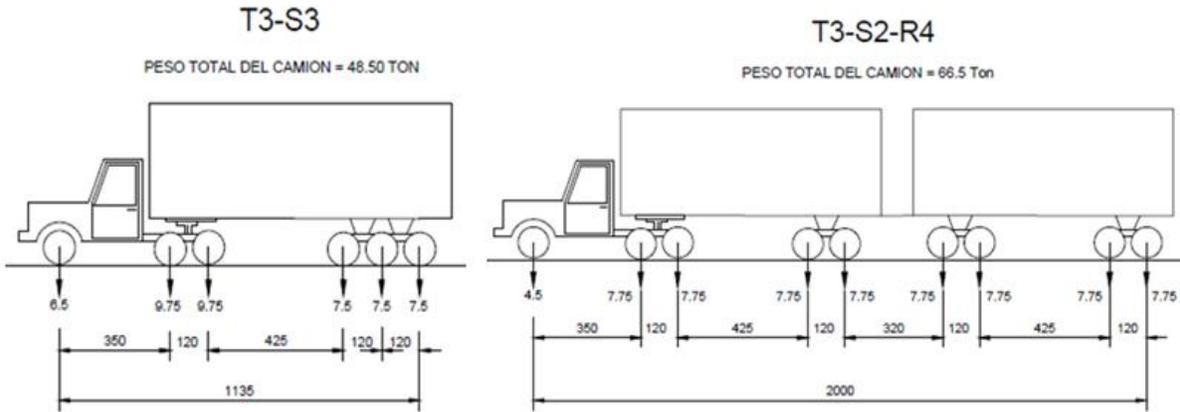


Fig. 1.12 Vehículos reales en México (Sánchez G., 2008)

El vehículo T3-S3 consta de un tractor de tres ejes con un semirremolque de tres ejes que puede alcanzar longitudes de 11.35 m. El vehículo T3-S2-R4 consta de un tractor de tres ejes, con un semirremolque de dos ejes y un remolque de cuatro ejes. Estos vehículos reales han sido usados para diseñar estructuras, durante años, a veces combinados con algunos vehículos de la normativa AASHTO; no obstante, la normativa SCT contempla dos modelos de carga viva vehicular para el diseño de estos sistemas: el modelo IMT 66.5 y el IMT 20.5.

El modelo IMT 66.5 es aplicado para estructuras que se proyecten en carreteras de los tipos ET, A, B y C, así como las autopistas; carreteras de los tipos ET y A, con accesos controlados. Para el análisis longitudinal de puentes con claros iguales o mayores a 30 m, el modelo de cargas es el mostrado en la figura 1.13.

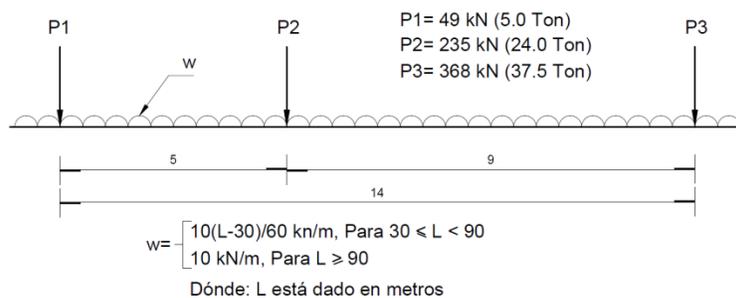
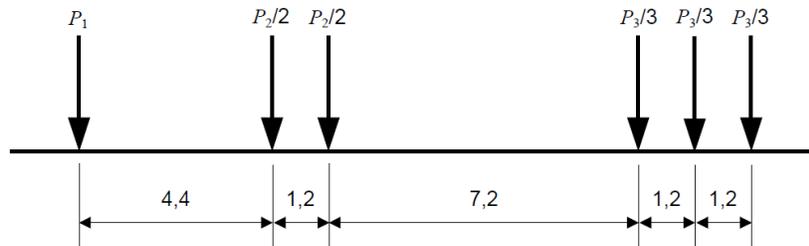


Fig. 1.13 Modelo de carga vehicular IMT 66.5 para claros  $\geq 30$ m

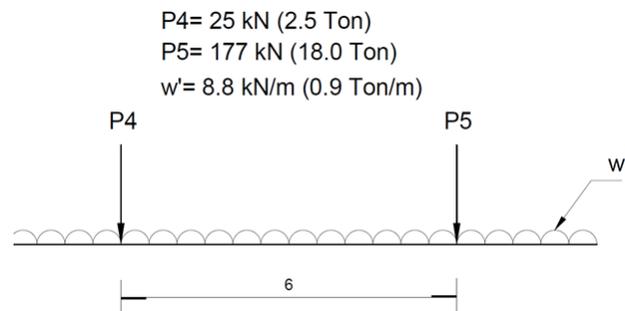
Para el análisis longitudinal de puentes con claros menores a 30 m, este modelo de cargas sufre una modificación; la cual puede verse en la figura 1.14, cuya carga

uniforme desaparece y los valores de las cargas puntuales se dividen de la forma mostrada.



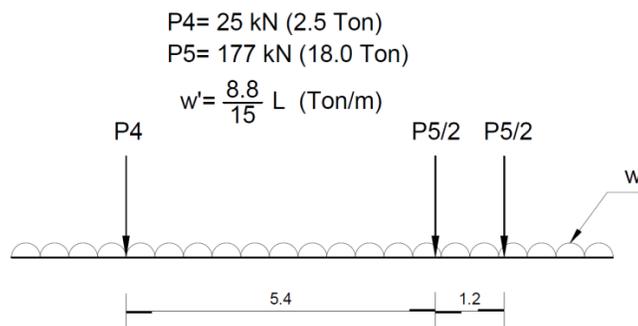
**Fig. 1.14 Modelo de carga vehicular IMT 66.5 para claros < 30m**

Por otro lado, el modelo IMT 20.5 aplica para estructuras que se proyecten en carreteras tipo D, así como para caminos rurales. Para claros iguales o mayores a 15 m corresponde el modelo de cargas mostrado en la figura 1.15.



**Fig. 1.15 Modelo de carga vehicular IMT 20.5 para claros  $\geq 15 \text{ m}$**

Para el análisis longitudinal de puentes con claros menores a 15 m, este modelo es sustituido por el mostrado en la figura 1.16; en el que la magnitud de la carga uniforme es modificada a través de la función indicada.



**Fig. 1.16 Modelo de carga vehicular IMT 20.5 para claros < 15 m**

Como puede verse, la elección del código de diseño impacta en la estimación de los efectos máximos en los componentes de la estructura a través del vehículo de diseño correspondiente; por lo que es fundamental en el análisis de los elementos mecánicos y por ende, en el diseño de los componentes del sistema estructural.

## 2 Cargas vivas vehiculares

---

En México, no existe un código propio de diseño de puentes (Rascón et. al., 1997; Fernández y Ayala, 2000), por lo que en la práctica común hemos empleado códigos de diseño extranjeros, como el norteamericano (AASHTO); o bien, híbridos que combinan su proceso de diseño y factores de carga con las cargas máximas permitidas para configuraciones vehiculares nacionales (Gaytan, 1999), establecidas en los reglamentos de pesos y dimensiones.

Parte fundamental de los códigos de diseño de puentes es la definición de la carga viva vehicular. Su determinación depende del peso, características y distribución más desfavorable de los vehículos que se pueden presentar en el puente; sin embargo, analizar todas las condiciones críticas de carga vehicular que se pueden presentar en un puente sería muy complejo, por ello los códigos recurren a modelos convencionales que cubren las condiciones más críticas (Meli, 1985). Los valores que se asignan a tales modelos corresponden a la representación del tráfico que aplicará las cargas sobre la estructura, el cual dependerá del país, tipo de carretera, etc.

Para establecer el vehículo de diseño en algunos reglamentos se usan configuraciones existentes, cuyo peso es el máximo característico del parque vehicular del país correspondiente; o bien, se establecen cargas vivas vehiculares virtuales que no representan vehículos reales, sino cargas equivalentes al tráfico conformado por vehículos de todos los tipos, obtenidas a través de las distribuciones estadísticas de pesos brutos vehiculares, su posición y efectos generados en las estructuras (Rascón et. al., 1997).

A partir de los vehículos de diseño, los reglamentos consideran la situación de presencia múltiple mediante la colocación de varios vehículos sobre la estructura, o bien agregando cargas uniformemente distribuidas a lo largo de la superestructura sobre cada uno de sus carriles de diseño. Por otro lado, la respuesta dinámica generada por el movimiento de los vehículos es tomada en cuenta multiplicando los efectos estáticos por un factor de impacto, de acuerdo con lo establecido en cada reglamento. Las reacciones resultantes de estas consideraciones son usadas finalmente en las combinaciones de carga de los estados límite correspondientes.

A continuación se presenta un resumen de las cargas vivas y combinaciones de carga establecidas en reglamentos extranjeros, así como las consideraciones establecidas en nuestro país; con el objetivo de comparar más adelante los efectos generados por sus modelos e identificar sus diferencias.

## 2.1 Código de diseño de puentes carreteros de Canadá de 2006 (CHBDC S6-06) y suplementos de 2007 y 2010

El código canadiense, CHBDC surge como la evolución o adaptación del código de Ontario, OHBDC, por lo cual guardan una gran similitud; especialmente en aspectos como la filosofía de diseño.

El diseño de estructuras con base en este reglamento contempla que la vida útil sea de cien años, incluidos los efectos de fatiga y corrosión, mientras el período de retorno de diseño para inundaciones debe ser de doscientos años para el caso de puentes.

El vehículo de diseño del reglamento CHBDC 26-06 tiene la distribución de cargas que se muestra en la siguiente figura:

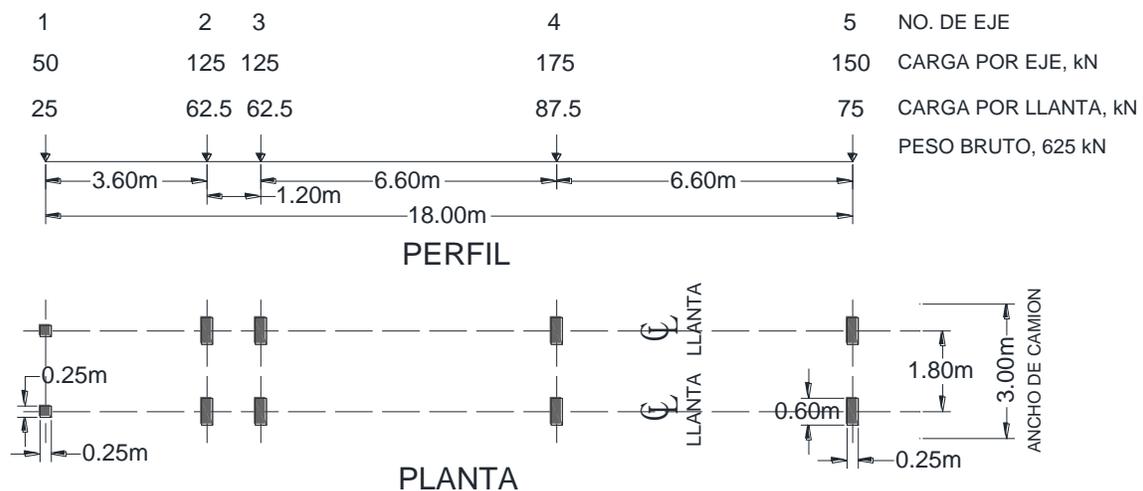
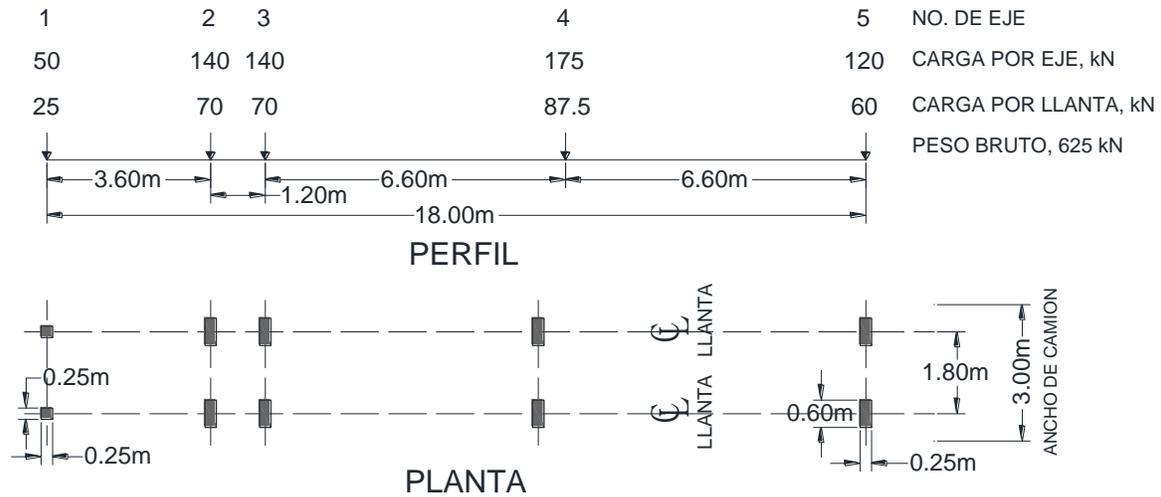


Fig. 2.1 Vehículo de diseño CL-625. (CHBDC, 2006)

Más tarde, en el suplemento de 2007 se hace un ligero cambio en este modelo. La distancia entre los ejes y el peso total, de 625 kN, se conservan iguales; únicamente cambia la distribución del peso bruto vehicular, de acuerdo con lo mostrado en la figura 2.2.



**Fig. 2.2 Vehículo de diseño BCL-625. (Supplement to CHBDC S6-06, 2007)**

Para ambos casos, la carga de diseño tiene dos modalidades: tomar las cargas puntuales del camión de diseño correspondiente o reducir esas cargas puntuales a un 80% de su magnitud e incluir una carga uniformemente distribuida en el carril de diseño, con una magnitud de 9 kN/m. La modalidad que provoque los efectos máximos será la que rija el diseño de la estructura.

Las combinaciones de carga para los diferentes estados límite aparecen en la tabla 2.1, cabe notar que para cada combinación de pesos, las cargas individuales se multiplican por su factor correspondiente y finalmente se suman para obtener el efecto total de todas las cargas factorizadas.

**Tabla 2.1 Combinaciones y factores de carga de estados límite. (Suplemento a CHBDC S6-06, 2010)**

<b>COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA DE SUPLEMENTO DE 2010 A CHBDC S6-06</b>												
<b>CARGAS</b>	<b>CARGAS PERMANENTES</b>			<b>CARGAS TRANSITORIAS</b>					<b>CARGAS EXTRAORDINARIAS</b>			
	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>P</b>	<b>L</b>	<b>K</b>	<b>W</b>	<b>V</b>	<b>S</b>	<b>EQ</b>	<b>F</b>	<b>A</b>	<b>H</b>
EDOS. LÍMITE DE FATIGA												
Combinación 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EDOS. LÍMITE DE SERVICIO												
Combinación 1	1.00	1.00	1.00	0.90	0.80	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Combinación 2*	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EDOS. LÍMITE ÚLTIMOS												
Combinación 1	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_P$	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Combinación 2	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_P$	1.60	1.15	0.40	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Combinación 3	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_P$	1.40	1.00	0.45	0.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Combinación 4	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_P$	0.00	1.25	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Combinación 5	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_P$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Combinación 6	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_P$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00
Combinación 7	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_P$	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00
Combinación 8	$\alpha_D$	$\alpha_E$	$\alpha_P$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Combinación 9	1.35	$\alpha_E$	$\alpha_P$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

\* Para vibración de la superestructura únicamente

Donde las cargas son:

A: Hielo

D: Carga muerta

E: Cargas debido a presión de tierra e hidrostática

F: Cargas debido a flujo de agua y presión de hielo

H: Cargas por colisión

K: Desplazamientos, elongaciones, deformaciones y sus efectos.

L: Carga viva

P: Efectos secundarios de presfuerzo

EQ: Cargas por sismo

S: Carga debido a la deformación de la cimentación

V: Carga de viento sobre carga viva

W: Carga de viento sobre la estructura

**Tabla 2.2 Factores  $\alpha$  de carga máximos y mínimos. (Suplemento a CHBDC S6-06, 2010)**

<b>FACTORES <math>\alpha</math> DE CARGA MÁXIMOS Y MÍNIMOS</b>		
<b>CARGA MUERTA</b>	$\alpha_D$ <b>MÁXIMA</b>	$\alpha_D$ <b>MÍNIMA</b>
Componentes producidos en taller, excluyendo madera	1.10	0.95
Concreto colado en obra, madera y componentes no estructurales	1.20	0.90
Superficies deterioradas	1.50	0.65
Relleno de tierra, fricción negativa en pilotes	1.25	0.80
Agua	1.10	0.90
<b>CARGA MUERTA EN COMBINACIÓN CON TERREMOTOS</b>	$\alpha_D$ <b>MÁXIMA</b>	$\alpha_D$ <b>MÍNIMA</b>
Todas las cargas muertas para la combinación 5 de los estados límite últimos	1.25	0.80
<b>PRESIÓN DE TIERRA Y AGUA</b>	$\alpha_E$ <b>MÁXIMA</b>	$\alpha_E$ <b>MÍNIMA</b>
Presión de tierra pasiva*	1.25	0.50
Presión de tierra estática	1.25	0.80
Presión de tierra activa	1.25	0.80
Rellenos	1.25	0.80
Agua	1.10	0.90
<b>PRESFORZADO</b>	$\alpha_p$ <b>MÁXIMA</b>	$\alpha_p$ <b>MÍNIMA</b>
Efectos secundarios del presfuerzo	1.05	0.95

\*Únicamente cuando es considerada como carga.

## 2.2 Código de diseño europeo (Eurocódigo, 2003)

Los “Eurocódigos estructurales” surgen como una iniciativa de la Comisión de las Comunidades Europeas, CEC por sus siglas en inglés, por hacer un trabajo para armonizar las reglas técnicas para el diseño de obras de Ingeniería Civil; para que sirvan inicialmente como una alternativa a los diferentes reglamentos de los Estados Miembros y que en un futuro las remplacen en su totalidad.

El Eurocódigo propone varios modelos de cargas vehiculares, para determinar las fuerzas para el diseño de las estructuras. Específicamente los modelos 1 y 2 son considerados para representar el tráfico más severo conocido en algunas de las rutas principales de los países europeos. Este reglamento también maneja el concepto de carga virtual para el diseño de puentes -para simular las cargas vehiculares a las que se encuentran sometidos- y define factores de diseño bajo el criterio de cargas estadísticas, con el propósito de considerar los efectos de las acciones mencionadas.

En este código, la superficie de rodamiento es dividida en franjas de un ancho determinado donde actúan las cargas vehiculares y una franja extrema remanente, que no recibe carga. Para definir el ancho y número de carriles, según el ancho de calzada del puente, se utiliza la tabla establecida por el Eurocódigo (Tabla 2.3).

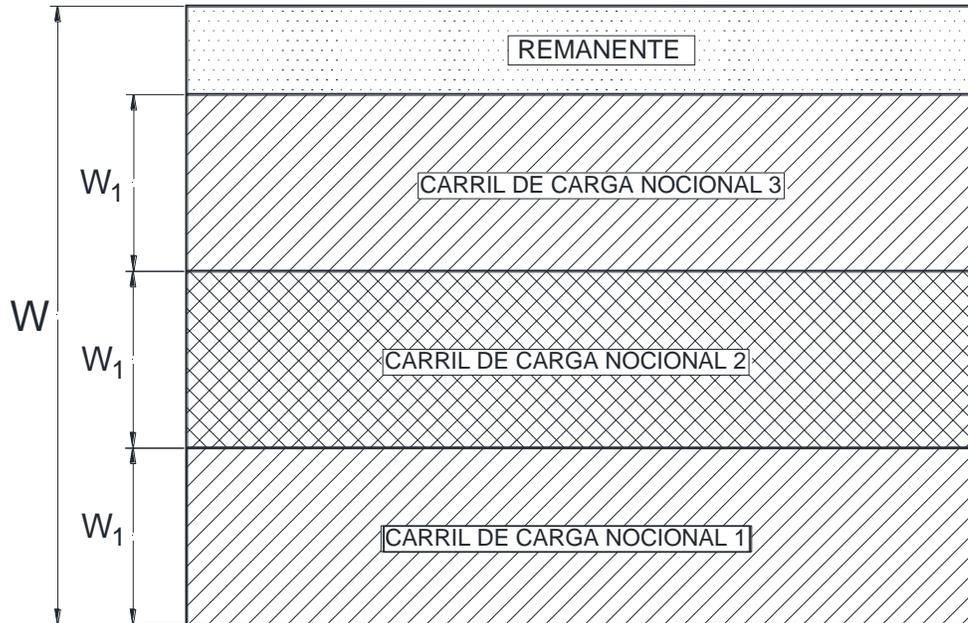
**Tabla 2.3. Número y ancho de carriles de carga virtuales (EUROCODE, 2003)**

<b>NÚMERO Y ANCHO DE CARRILES DE CARGA VIRTUALES</b>			
<b>Ancho de calzada (m)</b>	<b>Número de carriles virtuales</b>	<b>Ancho del carril virtual</b>	<b>Ancho de área remanente</b>
$w < 5.4\text{m}$	$n = 1$	3m	$w - 3$
$5.4\text{m} \leq w < 9\text{m}$	$n = 2$	$w/2$	0
$6 \leq w$	$n = \text{int}(w/3)$	3m	$w - 3n$

Tales conceptos aparecen ilustrados en la figura 2.3.

Para llevar a cabo las verificaciones individuales en cada carril de carga nocional, los modelos de carga deben ser localizados longitudinalmente para que produzcan los mayores efectos posibles, de manera que esta condición genera resultados conservadores.

Las cargas verticales establecidas en este reglamento se basan en la verificación de estados últimos y condiciones de servicio y se categorizan en cuatro modelos diferentes de carga, cuyo uso depende de los efectos que se deseen modelar; ya sea para cargas normales de servicio, de congestión o eventos extremos buscando hacer verificaciones locales o globales. Los modelos más utilizados para el diseño de puentes son los número 1 y 2, que más adelante se describen a detalle.



**Fig. 2.3 Arreglo de carriles de carga virtuales (EUROCODE, 2003)**

#### *Modelo de carga 1*

Este sistema se compone por un conjunto de cargas concentradas en dos ejes (sistema Tándem), cuyo peso por eje es:

$$\alpha_Q Q_K$$

y una carga uniformemente distribuida, con un valor por metro cuadrado igual a:

$$\alpha_q q_K$$

donde  $\alpha_Q$  y  $\alpha_q$  son factores de ajuste.

En cada carril se coloca un solo tándem, en su posición crítica.

Los valores de  $Q_K$  y  $q_K$  ya incluyen su respectivo valor de impacto y tienen los valores que se muestran en la tabla 2.4.

Por otro lado, los valores de ajuste  $\alpha_Q$  y  $\alpha_q$  son establecidos para diferentes clases de ruta o tráfico esperado.

Tabla 2.4 Valores básicos de cargas del modelo de carga 1 (EUROCODE, 2003)

LOCALIZACIÓN	SISTEMA TÁNDEM	SISTEMA CARGA UNIFORME
	Cargas por eje $Q_{jk}$ (kN)	$q_{ik}$ ó $q_{rk}$ ( $\text{kN/m}^2$ )
Carril número 1	300	9
Carril número 2	200	2.5
Carril número 3	100	2.5
Otros carriles	0	2.5
Área remanente ( $q_{rk}$ )	0	2.5

A continuación presenta de manera gráfica el modelo de carga 1, para un puente cuyo ancho de calzada permite colocar tres carriles:

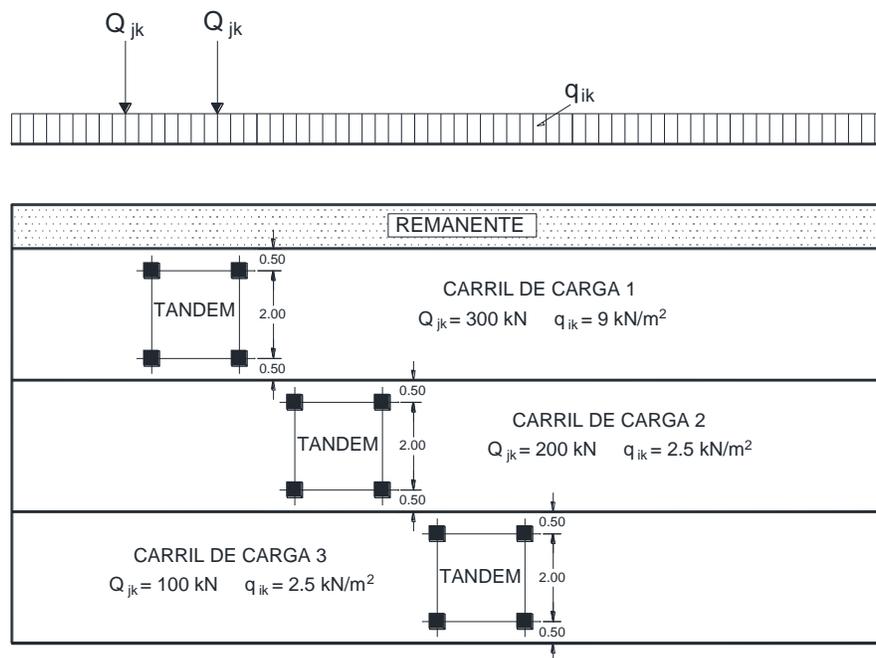


Fig. 2.4 Modelo de carga 1 (EUROCODE, 2003)

## 2.3 Código de diseño americano (AASHTO, 2007)

Este reglamento de diseño establece una serie de criterios con los que se pretende hacer que el diseño de la estructura de interés sea de manera integral; incluye aspectos tales como la correcta ubicación geográfica de los puentes, establecida a través de análisis hidráulicos e hidrológicos, además del diseño de todas las partes del puente, desde su cimentación hasta la superestructura, por medio del establecimiento de las cargas de diseño así como los factores prudentes de proyecto para cada una de ellas. Conviene notar que entre los factores de carga que establece existe una división; para llevar a cabo el diseño ya sea por esfuerzos permisibles o bien por el método de factores de carga y esfuerzos o cargas últimas.

Estas especificaciones están dirigidas para el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros fijos y móviles, y su filosofía de diseño es igual a la implementada desde el año de 1998 en estas normas; es decir, sigue la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), cuyos factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad, basada en conocimientos estadísticos de cargas y comportamiento de estructuras.

En resumen, de acuerdo con la filosofía de los factores de carga y resistencia, la ecuación que deben cumplir todos los elementos del puente es:

$$\eta \sum \gamma_i Q_f \leq \phi R_n = R_f$$

En donde:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Y, a su vez:

$\gamma_i$  = factor de carga  $i$

$\phi$  = factor de resistencia

$\eta$  = factor relativo a la ductilidad, redundancia e importancia operacional

$\eta_D$  = factor relativo a la ductilidad

$\eta_R$  = factor relativo a la redundancia

$\eta_I$  = factor relativo a la importancia operacional

$Q_f$  = efecto de la fuerza

$R_n$  = resistencia nominal

$R_f$  = resistencia factorizada  $\phi R_n$

Los factores  $\eta$  son idénticos a los establecidos desde la versión de 1998. Los relacionados con la ductilidad son:

$\eta_D \geq 1.05$ , cuando las conexiones y componentes no son dúctiles  
 $\eta_D \geq 0.95$ , para diseños y detalles convencionales que si presentan ductilidad  
Y para los otros estados  $\eta_D = 1.00$

Los factores relacionados con la redundancia son:

$\eta_R \geq 1.05$ , para los elementos no redundantes  
 $\eta_R \geq 0.95$ , para buenos niveles de redundancia  
Y para los otros estados límites  $\eta_R = 1.00$

En cuanto a la importancia operativa los valores de  $\eta$  son:

$\eta_I \geq 1.05$ , para puentes importantes  
 $\eta_I = 1.00$ , para puentes típicos  
 $\eta_I \geq 0.95$ , para puentes de relativamente poca importancia

Por otro lado, los límites de deflexión planteados en estas normas son los siguientes:

**Tabla 2.5 Deflexiones máximas permitidas para puentes de acero, aluminio y/o concreto (AASHTO, 2007)**

<b>TIPO DE CARGA</b>	<b>DEFLEXIÓN MÁXIMA</b>
En general para carga vehicular	Claro/800
Cargas vehiculares o peatonales	Claro/1000
Cargas vehiculares en zonas cantiliver	Claro/300
Cargas vehiculares o peatonales en zonas cantiliver	Claro/375

De acuerdo con los estados límite, las combinaciones de carga aparecen en la tabla 2.6.

Tabla 2.6 Combinaciones de carga de estados límites (AASHTO, 2007)

COMBINACIÓN DE CARGAS	DC, DD, DW, EH, EV, ES, EL	LL, IM, CE, BR, PL, LS	WA	WS	WL	FR	TU, CR, SH	TG	SE	Usar sólo una por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	$\gamma_p$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50 / 1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50 / 1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50 / 1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV- Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ , 1.50	-	1.00	-	-	1.00	0.50 / 1.20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50 / 1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00 / 1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00 / 1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00 / 1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00 / 1.20	-	1.00	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Donde:

DD = fricción negativa (downdrag)

DC = peso propio de componentes estructurales y no estructurales

DW = peso propio de superficies de rodamiento e instalaciones

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales resultantes del proceso constructivo, incluyendo fuerzas secundarias del postesado

ES = sobrecarga del suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación  
 EQ = sismo  
 FR = fricción  
 IC = carga de hielo  
 IM = incremento por carga vehicular dinámica  
 LL = sobrecarga vehicular  
 LS = sobrecarga viva  
 PL = sobrecarga peatonal  
 SE = asentamiento  
 SH = contracción  
 TG = gradiente de temperatura  
 TU = temperatura uniforme  
 WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua  
 WL = viento sobre la sobrecarga  
 WS = viento sobre la estructura

Y los factores de carga permanente  $\gamma_p$  son los indicados en la siguiente tabla:

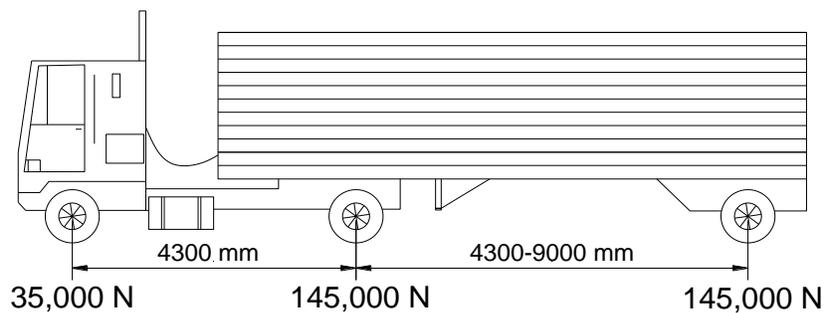
**Tabla 2.7 Factores de carga permanente  $\gamma_p$  (AASHTO, 2007)**

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.40	0.35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
- Activo	1.50	0.90
- En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
- Estabilidad global	1.00	N/A
- Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
- Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
- Marcos rígidos	1.35	0.90
- Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas	1.95	0.90
- Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Los factores de carga para gradiente de temperatura,  $\gamma_{TG}$ , y asentamiento,  $\gamma_{SE}$ , deben ser adoptados según las bases de cada proyecto.

Las consideraciones para cargas vivas de diseño de este reglamento también siguen igual a las correspondientes a la versión de 1998; se proponen tres diferentes modelos:

- Vehículo de diseño: se trata de un camión de tres ejes, con un ancho de 1800 mm y la distribución de cargas mostrada en la figura 2.5.



**Fig. 2.5 Vehículo de diseño (AASHTO, 2007)**

Las cargas correspondientes a este vehículo de diseño deben ser afectadas por un factor de impacto que vemos más adelante.

- Tándem de diseño, que consiste en un par de ejes de 110 kN, separados por una distancia de 1.20 m de manera longitudinal y transversalmente a 1.80 m. Tales cargas también deben ser afectadas por un factor de impacto.
- Carga uniformemente distribuida, de 9.3 N/mm, a lo largo de la dirección longitudinal del puente en una franja de 3.0 m de ancho. Esta fuerza no debe ser afectada por el factor de impacto.

Tales modelos son aplicados según las siguientes configuraciones, con base en la que cause los efectos más adversos:

- Tándem de diseño más la carga uniformemente distribuida, de 9.3 N/mm.
- Vehículo de diseño más la carga uniformemente distribuida, de 9.3 N/mm.
- Para el caso del cálculo de momentos negativos, se tomará el 90 por ciento de la carga de dos vehículos de diseño, espaciados 15 metros entre

los ejes trasero de un camión y delantero del otro, más el 90 por ciento de la carga uniformemente distribuida; Considerando que la distancia entre los ejes traseros, de 145 KN, de los vehículos, sea de 4.30 metros.

Cuando el puente es evaluado por las deflexiones provocadas por las cargas de diseño, se toma la carga que cause los efectos más adversos entre la resultante de un camión de diseño o la resultante del 25 por ciento de las cargas de tal camión más la carga uniformemente distribuida.

El factor de impacto o de carga dinámica, por el que son afectadas tales cargas, es el que se muestra en la tabla siguiente, en esta versión destaca que tal factor ya no depende de la longitud del puente, sino únicamente del componente o de los estados límites en revisión.

**Tabla 2.8 Factor de carga dinámica permisible (AASHTO, 2007)**

<b>COMPONENTE</b>	<b>IM</b>
Losas con juntas, en todos los estados límites	75%
Otros componentes:	
Para estado límite de fatiga y fractura	15%
Otros estados límites	33%

Una vez ubicado el valor correspondiente, el factor es tomado como:

$$(1+IM/100).$$

## 2.4 Normativa de pesos y dimensiones de México

En México, por mucho tiempo fueron utilizadas las cargas vehiculares establecidas en las normas AASHTO, debido a la carencia de un código propio para el diseño estructural de puentes; lo cual ya no pudo ser aceptado considerando que su modelo de carga apareció en su edición de 1944 y continuó sin modificaciones hasta antes de que apareciera la versión basada en el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés) [Fernández y Ayala, 2000] y que, por otro lado, el tamaño y la capacidad de los camiones o vehículos de carga ha evolucionado considerablemente. Esta situación llevó a que en México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes publicara en 1980, por primera vez, un reglamento de pesos y dimensiones permisibles para los vehículos de carga que circulan por las carreteras de nuestro país; el que ha sufrido pequeñas modificaciones y actualizaciones a través de nuevas publicaciones, como la de 2008, que figuró como la Norma Oficial Mexicana NOM-12-SCT-2-2008 (SCT, 2008). Además de establecer la reglamentación para los autotransportes que circulan en las carreteras del país, las configuraciones vehiculares establecidas en los Reglamentos de Pesos y Dimensiones también fueron adoptadas como cargas de diseño por la SCT (Fernández y Ayala, 2000), al incluir específicamente las configuraciones T3-S3 Y T3-S2-R4, que corresponden a dos de los vehículos más pesados del reglamento y que circulan de manera cotidiana por las carreteras nacionales.

La clasificación general de vehículos establecida en la normativa mexicana:

- Autobuses ----- “B”
- Camión unitario ----- “C”
- Camiones con remolque ----- “CR”
- Tractocamiones articulados ----- “TS”
- Tractocamiones doblemente articulados ----- “TSR”

Cada una de estas clasificaciones abarcan varios tipos de vehículos, cuya diferencia radica en su número de ejes; el que, a su vez, se relaciona directamente con la carga máxima permitida para cada uno de esos vehículos, ya que la Norma Oficial Mexicana establece el peso máximo que debe transmitir cada tipo de eje, de acuerdo con el tipo de camino por donde circula el automotor (Tabla 2.9).

**Tabla 2.9** Peso máximo autorizado por tipo de eje y tipo de camino (ton) según la NOM-012-SCT-2-1995 (SCT, 2008)

CONFIGURACIÓN DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
Sencillo, dos llantas	6.50	6.00	5.50	5.00
Sencillo, cuatro llantas	10.00	9.50	8.00	7.00
Motriz sencillo, cuatro llantas	11.00	10.50	9.00	8.00
Motriz doble o tándem seis llantas	15.00	13.00	11.50	11.00
Doble o tándem ocho llantas	17.00	15.00	13.50	12.00
Motriz doble o tándem ocho llantas	18.00	17.00	14.50	13.50
Triple o trídem doce llantas	23.50	22.50	20.00	NA

Por otro lado, esta norma también indica el peso máximo autorizado para los distintos vehículos, de acuerdo con el número y distribución general de los ejes y llantas y el tipo de camino. Los pesos brutos vehiculares (PBV) máximos autorizados aparecen en la tabla 2.10.

Cabe destacar que el peso bruto vehicular máximo puede incrementarse en 1.5 ton en cada eje motriz y 1.0 ton en cada eje de carga, cuando circulen por caminos tipo "A"; siempre y cuando los vehículos cumplan con varias especificaciones técnicas establecidas dentro de la NOM, relacionadas con los sistemas de seguridad y control del vehículo.

**Tabla 2.10 Pesos brutos vehiculares (PBV) máximos autorizados por tipo de vehículo y camino (ton), (SCT, 2008)**

CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
			A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
B2	2	6	17.50	16.50	14.50	13.00
B3	3	8	21.50	19.00	17.00	16.00
	3	10	24.50	23.00	20.00	18.50
B4	4	10	27.00	25.00	22.50	21.00
C2	2	6	17.50	16.50	14.50	13.00
C3	3	8	21.50	19.00	17.00	16.00
	3	10	24.50	23.00	20.00	18.50
C2-R2	4	14	37.50	35.50	NA	NA
C3-R2	5	18	44.50	42.00	NA	NA
C3-R3	6	22	51.50	47.50	NA	NA
C2-R3	5	18	44.50	41.00	NA	NA
T2-S1	3	10	27.50	26.00	22.50	NA
T2-S2	4	14	34.50	31.50	28.00	NA
T3-S2	5	18	41.50	38.00	33.50	NA
T3-S3	6	22	48.00	45.50	40.00	NA
T2-S3	5	18	41.00	39.00	34.50	NA
T3-S1	4	14	34.50	32.50	28.00	NA
T2-S1-R2	5	18	47.50	45.00	NA	NA
T2-S1-R3	6	22	54.50	50.50	NA	NA
T2-S2-R2	6	22	54.50	50.50	NA	NA
T3-S1-R2	6	22	54.50	51.50	NA	NA
T3-S1-R3	7	26	60.50	57.50	NA	NA
T3-S2-R2	7	26	60.50	57.50	NA	NA
T3-S2-R4	9	34	66.50	66.00	NA	NA
T3-S2-R3	8	30	63.00	62.50	NA	NA
T3-S3-S2	8	30	60.00	60.00	NA	NA
T2-S2-S2	6	22	51.50	46.50	NA	NA
T3-S2-S2	7	26	58.50	53.00	NA	NA

### **3 Efecto longitudinal de la carga viva**

---

Desde 1991, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) ha efectuado aforos de pesos y dimensiones de vehículos de carga que circulan por la red mexicana de carreteras; con el objetivo de conocer el comportamiento del transporte carretero en México. Este proceso se lleva a cabo a través de estaciones ubicadas en distintos puntos de algunas carreteras, en las cuales los vehículos son examinados para obtener sus pesos brutos vehiculares y los pesos y distribuciones de sus ejes; además de que se levanta una encuesta para obtener información del tipo de carga, su origen y destino, tipo de vehículo, etc. (Rascón et. al., 1997).

A través de los datos obtenidos en aforos de los años 1993 y 1996, se calcularon longitudes y pesos brutos vehiculares reales de cada configuración vehicular en las publicaciones técnicas No. 97 (Rascón, Barousse y Ventura, 1997) y No. 118 (Rascón, 1999); con las cuales es posible tener una idea más clara de la situación real de los diferentes tipos de vehículos y compararla con los parámetros que se establecen en los Reglamentos Mexicanos. De esta manera, es posible observar que los pesos reales sobrepasan de manera significativa a los fijados en las normas. Según datos de aforos vehiculares de 1993, los pesos brutos vehiculares promedio, así como el porcentaje de camiones que excedieron su peso bruto autorizado, fueron como muestra la tabla 3.1.

Se puede observar que una gran parte de los vehículos de carga que circulan en las carreteras de nuestro país exceden su peso bruto vehicular autorizado, este es precisamente el caso más crítico de los dos vehículos que producen los mayores efectos y que rigen el diseño de puentes en nuestro país: las configuraciones T3-S3 y el T3-S2-R4 son alrededor de un 50% de estos tractocamiones que exceden su peso autorizado. Además, el peso máximo registrado en tales vehículos fue de 102,160 Kg para el T3-S3 y de 122,469 Kg para el T3-S2-R4 (Rascón et. al., 1997), los que exceden el peso máximo autorizado, en un 110% y un 84% respectivamente.

Más tarde, en el 2003, en un aforo realizado en la carretera a cuota del tramo de La Tinaja a Cosoleacaque, en el estado de Veracruz, se observa que continúan, en porcentajes importantes, vehículos de carga que sobrepasan el peso máximo autorizado en el reglamento nacional (tabla 3.2).

**Tabla 3.1 Valores promedio de los Pesos Brutos Vehiculares y porcentaje de vehículos excedidos según aforos de 1993 (Rascón, Barousse y Ventura, 1997)**

VEHÍCULO	PBV PROMEDIO (KG)	PBV AUTORIZADO (KG)	% DE VEHÍCULOS EXCEDIDOS
C-2	11,268	13,500 (4 llantas)	28.16 (4 llantas)
		17,500 (6 llantas)	4.96 (6 llantas)
C-3	22,825	19,000 (6 llantas)	37.86 (6 llantas)
		26,000 (10 llantas)	21.56 (10 llantas)
T3-S2	35,557	44,000	18.04 (18 llantas)
T3-S3	58,894	40,000 (16 llantas)	51.91 (16 llantas)
		48,500 (22 llantas)	46.75 (22 llantas)
T3-S2-R4	71,150	59,000 (22 llantas)	49.84 (22 llantas)
		66,500 (34 llantas)	43.44 (34 llantas)

**Tabla 3.2 Porcentaje de vehículos excedidos según aforo de 2003 (Crespo et. al., 2011)**

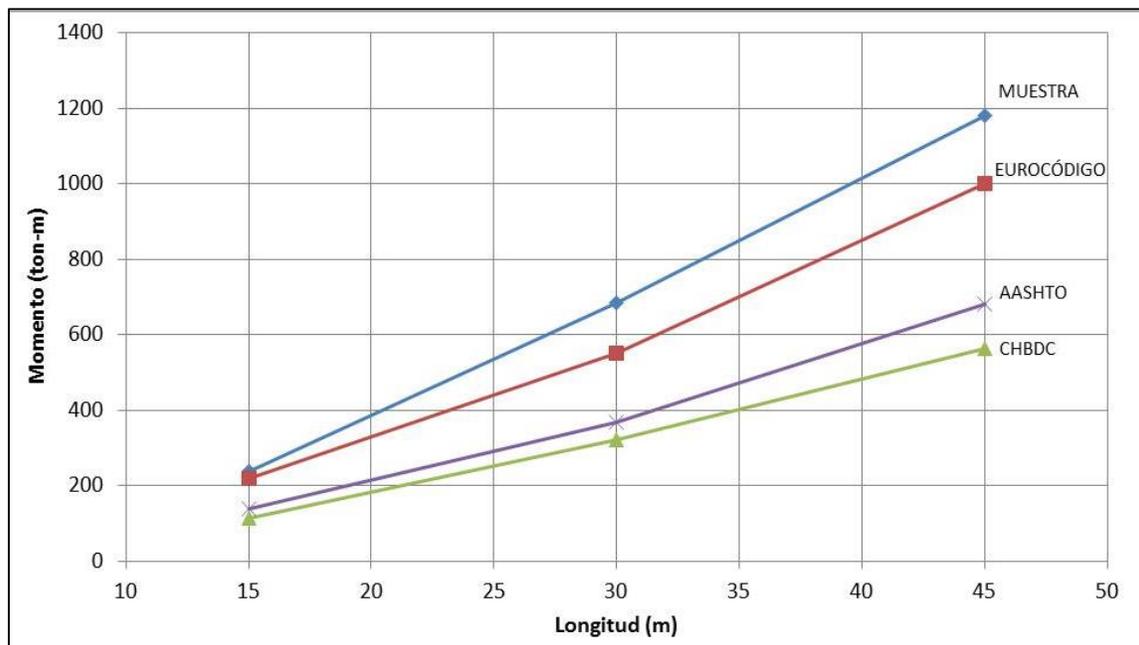
Configuración vehicular	Vehículos excedidos
C2	0.37%
C3	4.82%
T3-S2	26.31%
T3-S3	39.81%
T3-S2-R4	34.44%

De acuerdo con la tabla 3.2, la tendencia de la sobrecarga de los vehículos es un problema que sigue afectando a la infraestructura nacional. En el aforo de 2003, los vehículos con pesos excedidos representan menores porcentajes que aquellos detectados en el aforo de 1993; sin embargo, los puntos de los aforos se encuentran en diferentes sitios del territorio nacional, por lo cual no se podría concluir que estos vehículos están disminuyendo. Además, el crecimiento de

tráfico vehicular que se da gradualmente también implica mayores números de ciclos de carga; de modo que aún si el porcentaje de vehículos sobrecargados disminuye, cabe la posibilidad de que debido a su creciente número generen más ciclos de carga de grandes amplitudes.

### 3.1 Momentos flexionantes y fuerza cortante

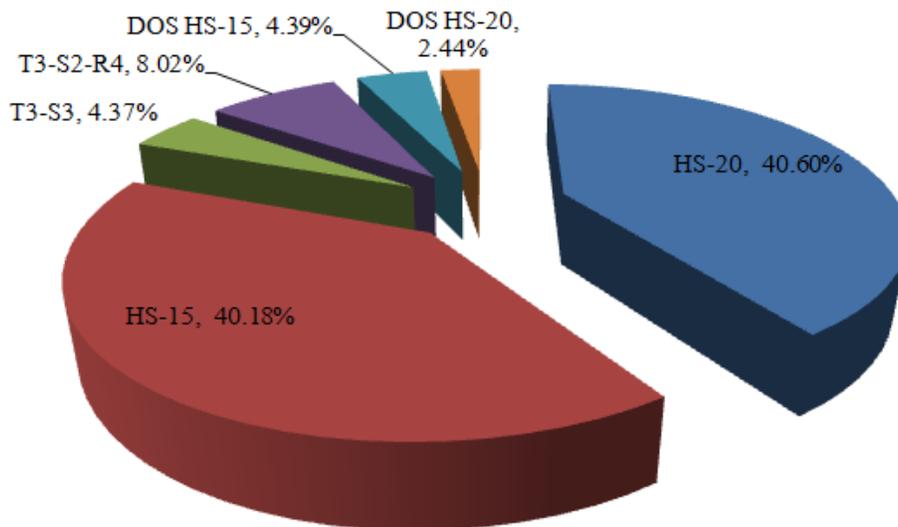
Debido a la amplia presencia de vehículos sobrecargados en las carreteras nacionales; a finales de los años ochenta, la Dirección General de Conservación de Carreteras tomó la decisión de considerar como vehículos de diseño las configuraciones de carga nacionales, les asignó las máximas cargas registradas en aforos carreteros, que alcanzaron pesos brutos vehiculares de hasta 110 toneladas. Sin embargo, si se determinan los momentos flexionantes generados por algunas de estas cargas máximas y se comparan con los producidos por las cargas vivas de los reglamentos extranjeros, sin aplicarles ningún factor a claros de diferentes longitudes (Fig. 3.1); se observa que los efectos producidos por los vehículos nacionales son considerablemente mayores que los de los reglamentos de diseño.



**Fig. 3.1 Momentos flexionantes máximos ocasionados por vehículos reales en México, comparados con los generados por los vehículos de diseño de reglamentos extranjeros (Rascón, 1999)**

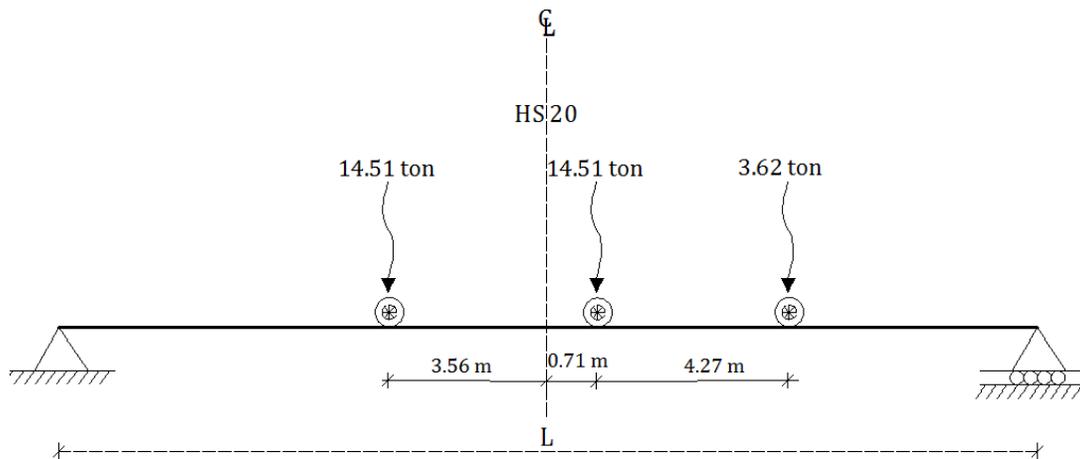
Debido a los grandes efectos que ocasionan, el uso de vehículos sobrecargados como modelos de diseño puede llevar al diseño de estructuras demasiado robustas y, por lo tanto, muy costosas; debido a que su cálculo está basado en cargas extremas cuya probabilidad de aparición es muy baja, lo que aunado a los factores de carga y resistencia generan estructuras capaces de soportar cargas mucho mayores a las que se desarrollan de manera cotidiana. Por tal razón, la iniciativa de tomar los vehículos con los pesos máximos en nuestro país como modelos de diseño fue modificada poco tiempo después, al cambiar sus pesos brutos vehiculares por los autorizados en el Reglamento de Pesos y Dimensiones, cuyos efectos son más congruentes y comparables con reglamentos extranjeros que en algunos casos son o han sido utilizados en el diseño de puentes en nuestro país, dependiendo de la antigüedad de la estructura o inclusive el material que las constituye.

De acuerdo con la base de datos del Sistema de Puentes de México, los puentes de concreto reforzado predominan en nuestro país, ya que conforman un aproximado del 60% del inventario (Crespo, 2012); de los cuales, más del 80% fueron diseñados con el vehículo correspondiente al código de diseño norteamericano, con una menor presencia de estructuras diseñadas con las configuraciones de vehículos de carga nacionales (Fig. 3.2).

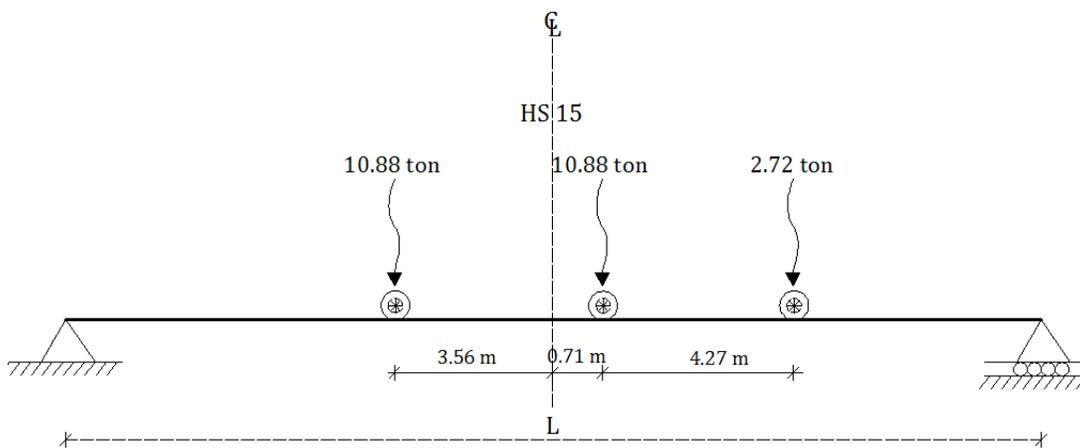


**Fig. 3.2 Vehículos de diseño empleados en el diseño de puentes de concreto en México**

Para calcular los efectos que generan los vehículos nacionales T3-S3 y T3-S2-R4 y las configuraciones norteamericanas AASHTO HS-20 y HS-15, a continuación se identifican las posiciones en que generan los momentos flexionantes máximos y las expresiones para determinar su magnitud, ante diferentes longitudes de claro (Fig. 3.3).



$$M_{max} = 8.155L + \frac{16.2803}{L} - 38.9176$$

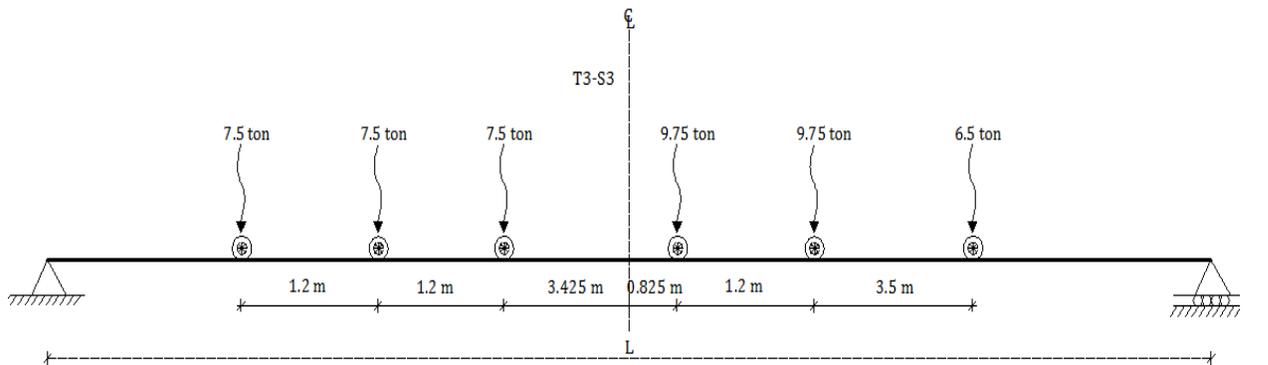


$$M_{max} = 6.1205L + \frac{12.3916}{L} - 29.037$$

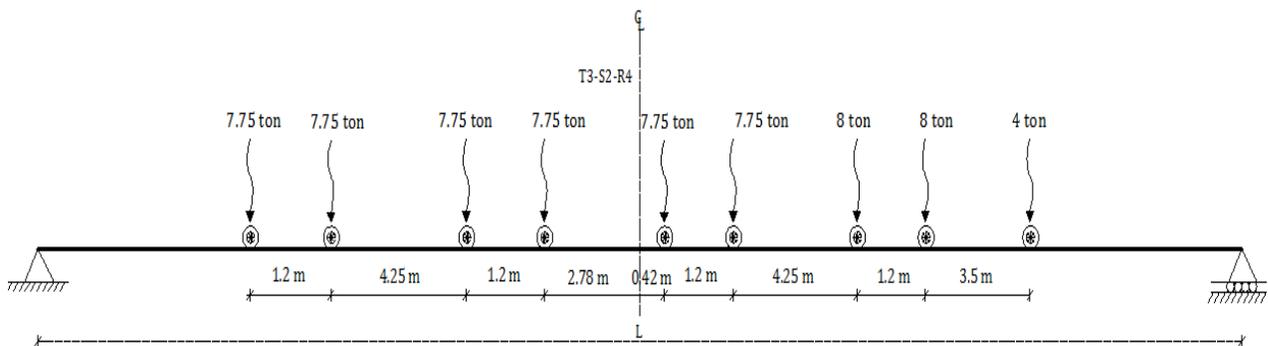
**Fig. 3.3 Ecuaciones de momento máximo en función del claro del puente para vehículos del código americano**

Para determinar el punto crítico de aplicación de la carga y las ecuaciones de la magnitud de los momentos flexionantes, se usaron conceptos básicos de líneas de influencia. Primeramente, se consideró que en una viga simplemente apoyada,

sujeta a una serie de cargas concentradas en movimiento, el momento flexionante máximo se desarrolla debajo de una carga cuando el centro de claro de la viga se localiza a la mitad de tal carga y la resultante del grupo de cargas aplicadas (Aslam K., 2001). Una vez ubicado el tren vehicular de acuerdo con la longitud del claro, se determinan sus respectivas líneas de influencia y la magnitud del momento flexionante, obteniendo la función que lo expresa en términos del claro de la estructura.



$$M_{max} = 12.125L + \frac{33.298}{L} - 82.4378$$

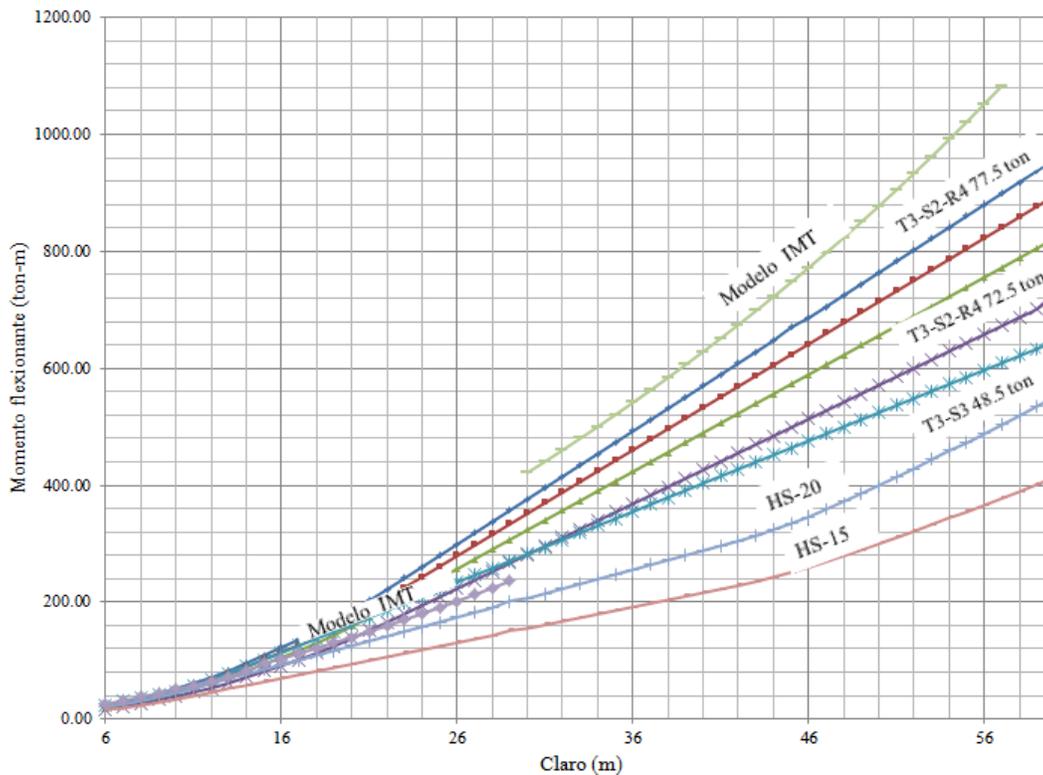


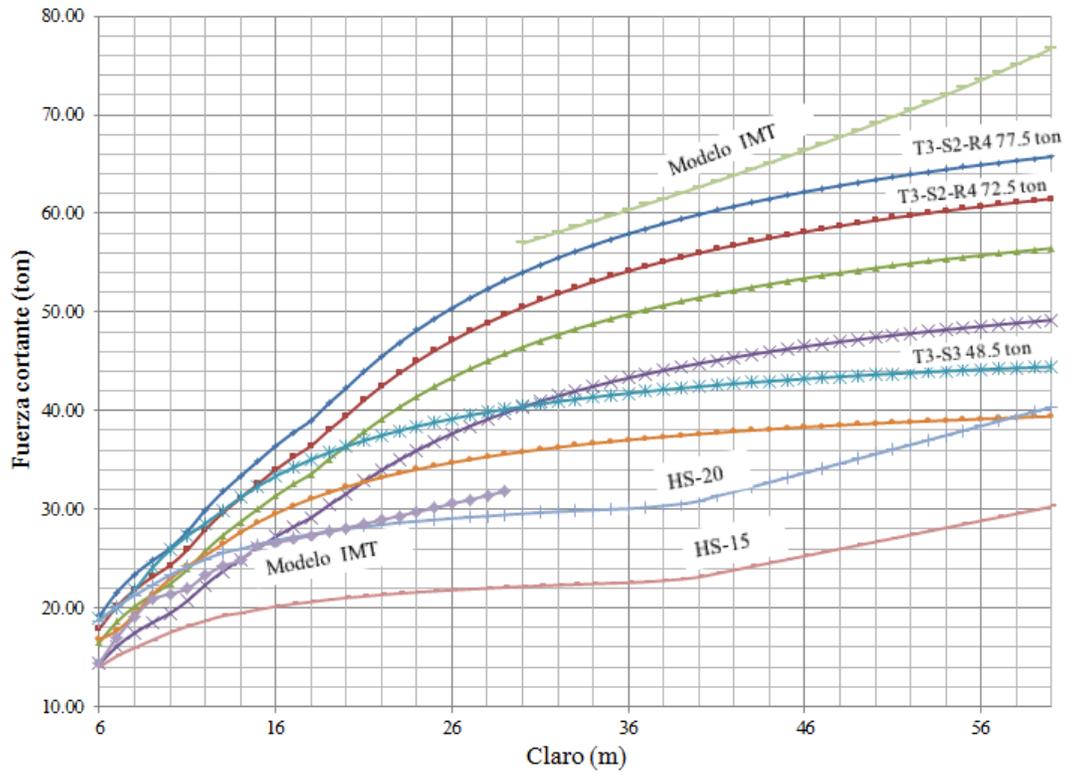
$$M_{max} = 16.625L + \frac{11.61}{L} - 187.5$$

**Fig. 3.4 Ecuaciones de momento máximo en función del claro del puente para vehículos de la normativa mexicana**

Mediante un análisis de los efectos de estos vehículos comparados con los establecidos en la normativa mexicana (Fig.3.4), se puede corroborar que tanto los momentos flexionantes como las fuerzas cortantes ocasionadas por los vehículos del código americano quedan por debajo de los generados por las configuraciones

y pesos establecidos en la normativa mexicana. Sin embargo, por iniciativa de la SCT, a inicios de los años noventa se comienzan a combinar y distribuir transversalmente ambos vehículos, en la calzada de los puentes, para llevar a cabo su diseño. Por otro lado, la figura 3.5 también incluye los efectos generados por el modelo propuesto recientemente por el IMT; cuyas magnitudes superan ligeramente a los de las configuraciones nacionales, con su peso máximo. Se puede ver que su magnitud es apenas mayor a las de los restos de automotores, dando el suficiente factor de seguridad, optimizando la estructura. Gracias a este modelo, cuyo planteamiento involucró amplios análisis estadísticos y probabilísticos del tráfico de nuestro país, es posible realizar diseños que permiten un mejor aprovechamiento de los recursos, cubriendo eficientemente las necesidades de la infraestructura nacional, a diferencia de lo que sucedía con la antigua decisión de los años ochenta de la SGCC, que producía diseños muy robustos y costosos. Esto hace destacar la necesidad de seguir trabajando en normativas de esta naturaleza; cuya creación está basada en análisis de las situaciones particulares de nuestro país, a partir de la información actualizada generada en el mismo.





**Fig. 3.5 Momentos y cortantes máximos para distintos vehículos de diseño en función del claro del puente**

## **4 Estados límite de servicio (deflexiones)**

---

Los estados límite de servicio de una estructura son aquellas modalidades en las que alcanza un funcionamiento inapropiado, incomodidad de sus ocupantes o daños en construcciones vecinas o instalaciones de servicio público (Meli, 1985). A través de los diferentes códigos de diseño de estructuras, son establecidos estos estados límite; por medio de restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones, anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular, etc.

El cumplimiento de los estados límite de servicio, cada vez toma una mayor importancia en el diseño de estructuras, debido a la evolución y aumento de resistencia de los materiales de construcción; lo que genera miembros estructurales más esbeltos capaces de soportar las cargas de la estructura, pero cuya rigidez disminuye a la par de sus dimensiones, al generar mayores deformaciones y vibraciones, cuya magnitud tiene que ser restringida.

Los requisitos establecidos en los estados límite de servicio proporcionan una serie de criterios que no siempre se derivan de consideraciones estadísticas o de resistencia. Para el caso de los puentes, se ha observado que la fuente de preocupación más frecuente e importante es su deflexión, que genera efectos estructurales indeseados; los que, a su vez, pueden provocar fuerzas internas adicionales por efectos de segundo orden; además de que produce incomodidad en los usuarios y se relaciona directamente con las características que definen la flexibilidad y, por lo tanto, modos de vibración de la estructura; sin embargo, aún no se ha podido definir claramente cuáles son las magnitudes y tipos de vibraciones que pueden ser aceptables para los peatones y pasajeros de vehículos que utilizan los puentes.

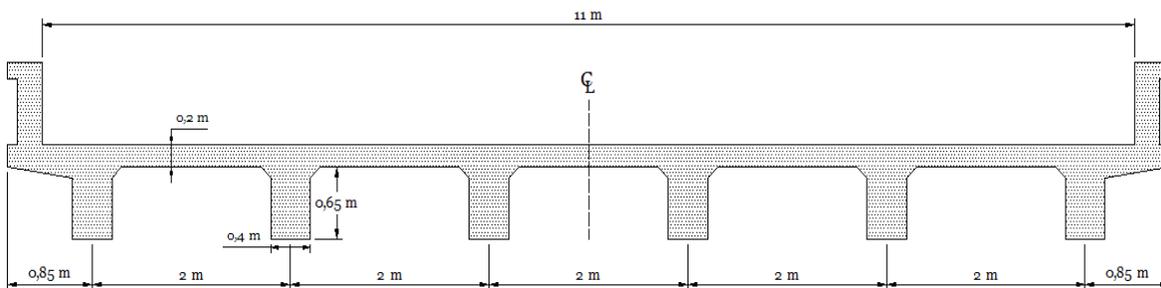
### **4.1 Deflexiones**

El código americano (AASHTO, 2007), en su apartado 5.5, establece los conceptos y lineamientos para la evaluación de los estados límites; en este apartado se establece: “Los componentes estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos en todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan”. Respecto a los estados límite de servicio se establece que “Las acciones a considerar en el estado límite de servicio serán fisuración, deformaciones y esfuerzos del concreto”.

El mismo código se establece que para las construcciones de acero, aluminio/o concreto, es posible considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general..... Longitud/800,
- Cargas vehiculares o peatonales..... Longitud/1000,
- Carga vehicular sobre voladizos..... Longitud/300,”

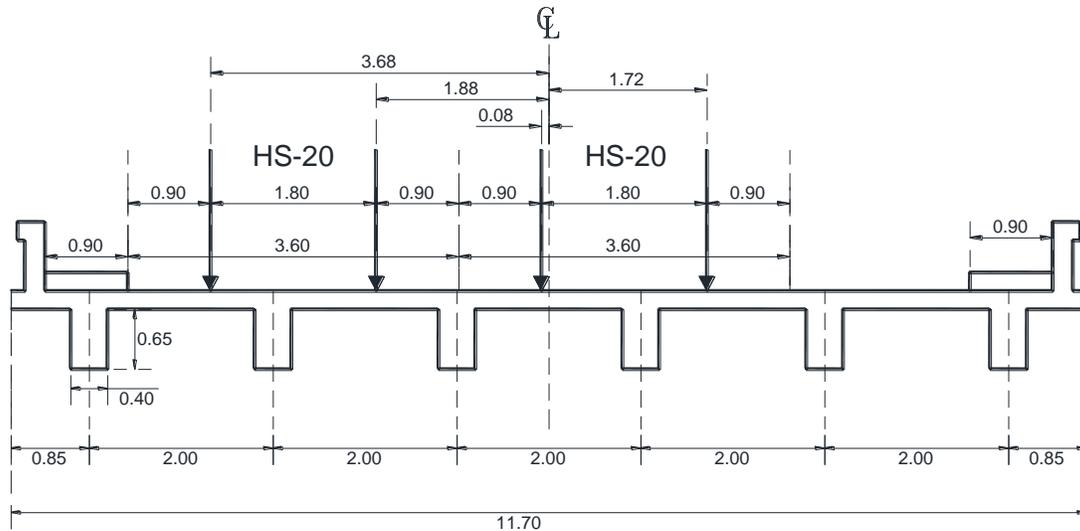
Con el objetivo de evaluar los estados límites de servicio a través de las deflexiones provocadas por los distintos tipos de vehículos, tanto americanos como mexicanos, hicimos uso de la superestructura de un puente tipo, de configuración reticular con vigas de sección transversal tipo T de concreto reforzado sobre las que se apoya la losa maciza (Fig. 4.1).



**Fig. 4.1 Superestructura empleada en la estimación de deflexiones**

Sobre este puente tipo de concreto reforzado se aplicaron diferentes escenarios de carga a través de la distribución transversal de los vehículos de diseño del reglamento norteamericano AASHTO y las configuraciones vehiculares mexicanas. Ante tales escenarios se determinaron las deflexiones de cada una de las vigas que soportan la calzada del puente, a través del modelo de elementos finitos de la estructura, para compararlas con el estado límite de servicio.

El primer escenario de carga planteado sigue el reglamento AASHTO, que fija dos carriles de circulación de 3.60 metros de ancho en su posición crítica; es decir, medidos a partir de uno de los extremos de la superficie de rodamiento (fig. 4.2), de modo que las mayores deformaciones se ocasionan en las vigas de tal extremo.



**Fig. 4.2 Configuración 1 de trenes de carga en puente tipo de concreto reforzado**

Las deflexiones máximas registradas en cada una de las vigas por efecto de esta combinación son:

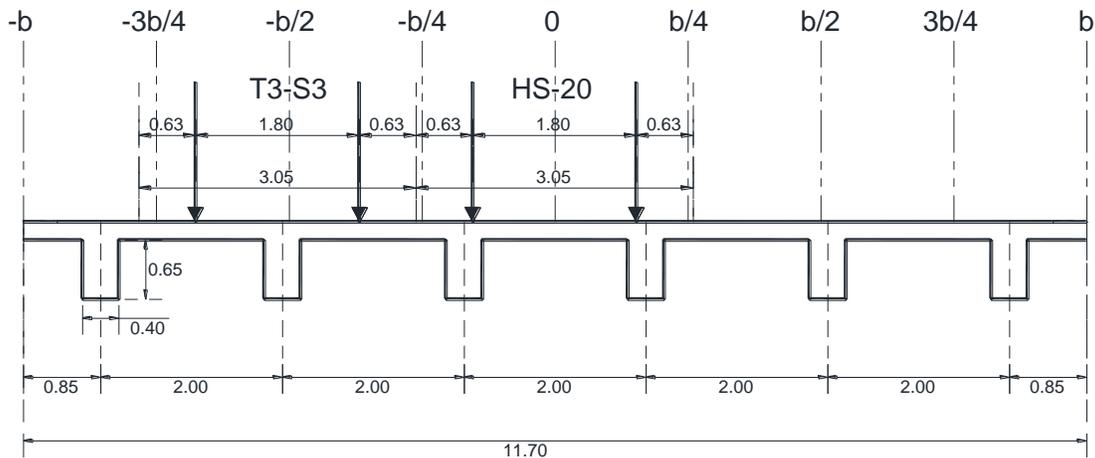
**Tabla. 4.1 Deflexiones por efecto de combinación de vehículos de diseño americanos en puente tipo de concreto reforzado**

	VIGAS DE SUPERESTRUCTURA						E.L.S.
	1	2	3	4	5	6	
Deflexiones(m)	0.004	0.0053	0.0055	0.0046	0.0027	0.001	0.01687
% Deflexión máxima	23.70%	31.41%	32.59%	27.26%	16.00%	5.93%	100%

Se observa que para esta configuración de carga las deflexiones generadas en las posiciones críticas, longitudinales y transversales son menores al 35% de la deflexión máxima establecida para el estado límite de servicio. Sin embargo, las posteriores consideraciones de diseño de puentes en México incluyeron las configuraciones de vehículos nacionales, que someten a estas estructuras a mayores efectos; de acuerdo con lo analizado en gráficos anteriores (fig. 3.5).

Para introducir las configuraciones de vehículos nacionales con los pesos máximos establecidos en el Reglamento de Pesos y Dimensiones, se considera la combinación del vehículo denominado T3-S3 en uno de los carriles del puente y

en el resto el vehículo de diseño HS-20 de las normas AASHTO (Gaytan, 1999). La colocación de los vehículos es realizada en la posición longitudinal y transversal en la que generan los mayores efectos. De acuerdo con esta combinación de carga se analizan las deflexiones generadas, colocando los vehículos de diseño en su posición transversal crítica sobre la calzada del puente de concreto reforzado de análisis (Fig.4.3).



**Fig. 4.3 Configuración 2 de trenes de carga en puente tipo de concreto reforzado**

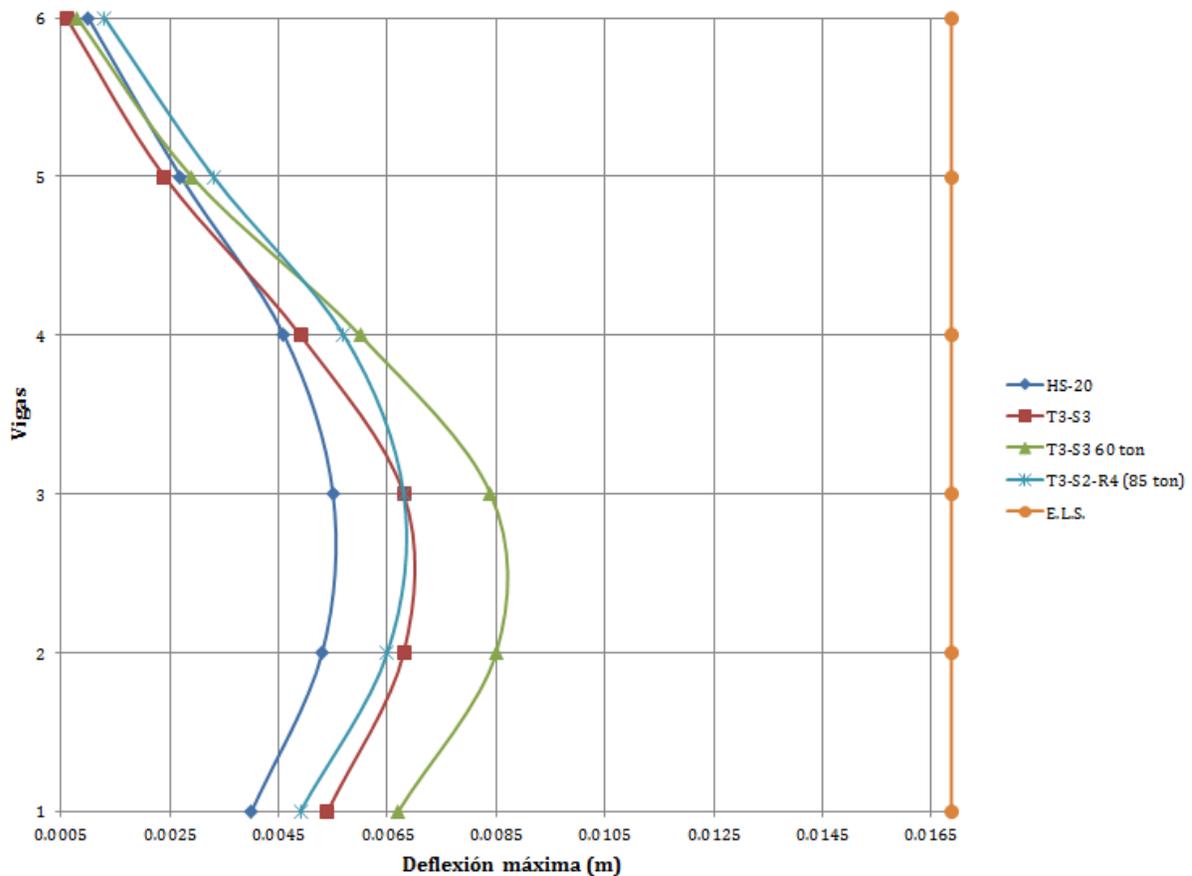
Las deflexiones máximas registradas en cada una de las vigas por efecto de esta combinación aparecen a continuación:

**Tabla. 4.2 Deflexiones por efecto de combinación de vehículos de diseño mexicanos en puente tipo de concreto reforzado**

	VIGAS DE SUPERESTRUCTURA						E.L.S.
	1	2	3	4	5	6	
Deflexiones(m)	0.0054	0.0068	0.0068	0.0049	0.0024	0.0006	0.01687
% Servicio	32%	40%	40%	29%	14%	4%	100%

Vemos que para esta configuración vehicular, las deflexiones generadas en las posiciones críticas, longitudinales y transversales son menores al 40% de la deflexión máxima recomendada para el estado límite de servicio.

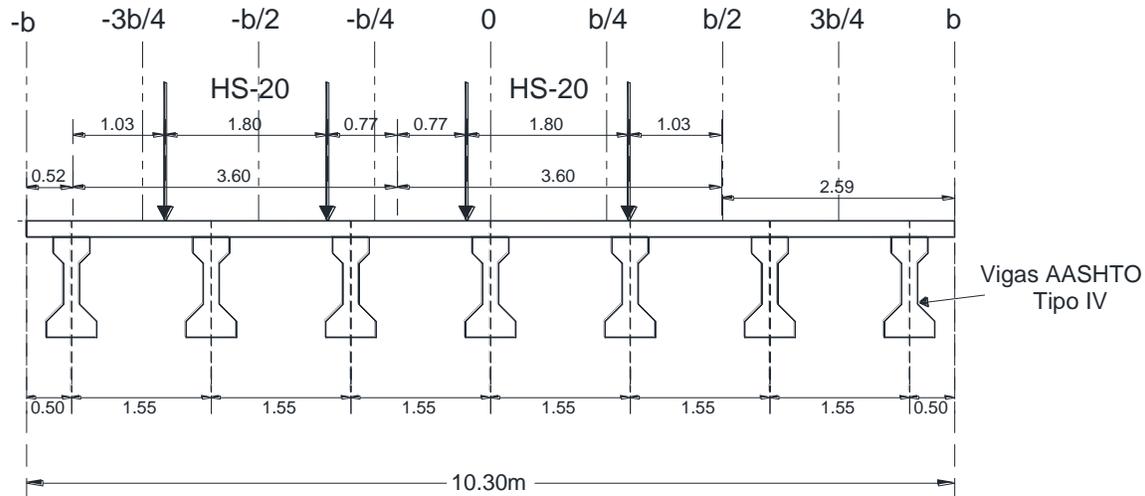
Siguiendo con este análisis, se llevan a cabo combinaciones de carga con vehículos del tipo T3-S2-R4 y T3-S3 con otros pesos brutos vehiculares. Las deflexiones obtenidas de los distintos escenarios de carga se muestran en la figura 4.4, haciendo notar que en ninguna de las configuraciones de carga se sobrepasa el estado límite de servicio del puente.



**Fig. 4.4 Deflexiones generadas en puente tipo de concreto reforzado por diversas configuraciones vehiculares**

Por otro lado, también se aplicaron escenarios de carga similares a un puente tipo de concreto presforzado, cuyas características geométricas y estructurales son representativas de las estructuras en la red carretera nacional construidas con tal material. Y, de la misma manera, a través del modelo de elementos finitos de tal puente se calcularon las deflexiones en cada una de sus vigas portantes.

El primer escenario de carga consiste en dos vehículos HS-20 colocados en su posición longitudinal y transversal críticas, con carriles de diseño de un ancho de 3.60 metros de acuerdo al reglamento norteamericano AASHTO (Fig. 4.5).



**Fig. 4.5 Configuración 1 de trenes de carga en puente tipo de concreto presforzado**

Las deformaciones provocadas en cada una de las vigas, numeradas de izquierda a derecha de acuerdo con la figura 4.3, así como la deformación correspondiente al estado límite de servicio (E. L. S.) de esta estructura aparecen en la tabla 4.3.

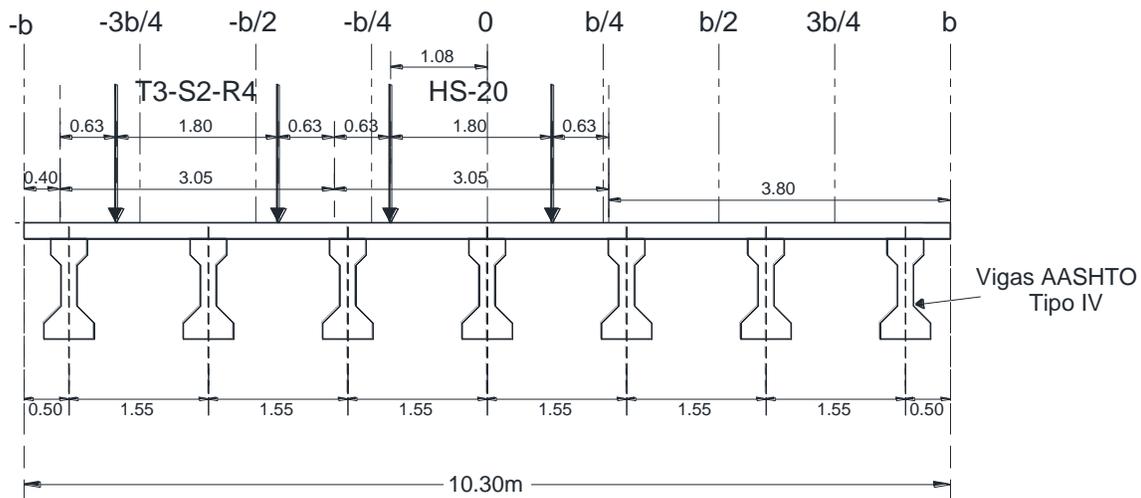
**Tabla. 4.3. Deflexiones por efecto de combinación de vehículos de diseño americanos en puente tipo de concreto presforzado**

	VIGAS DE SUPERESTRUCTURA							E.L.S.
	1	2	3	4	5	6	7	
Deflexiones(m)	0.0110	0.0110	0.0108	0.0101	0.0090	0.0075	0.0060	0.028
% Servicio	40%	40%	39%	37%	33%	27%	22%	100%

Se puede notar que las deformaciones provocadas en el puente tipo de concreto presforzado, para este escenario de carga, son mayores a las ocasionadas en el puente tipo de concreto reforzado (tabla 4.1); debido, entre otras cosas, a la longitud de la estructura. Sin embargo, a pesar de presentarse deflexiones mayores en las vigas de esta estructura, no son lo suficientemente grandes para

alcanzar o sobrepasar su estado límite de servicio, llegando a un máximo de un 40% de su magnitud para el caso de las vigas críticas 1 y 2.

El escenario de carga 2 se basa en las recomendaciones o propuestas de nuestro país, que incluye un vehículo de carga mexicano T3-S2-R4 y un HS-20 norteamericano en cada carril de diseño de 3.05 metros de ancho. Asimismo, las posiciones transversal y longitudinal de tales cargas corresponden a aquellas que generan los efectos más adversos en la superestructura del puente (Fig. 4.6).



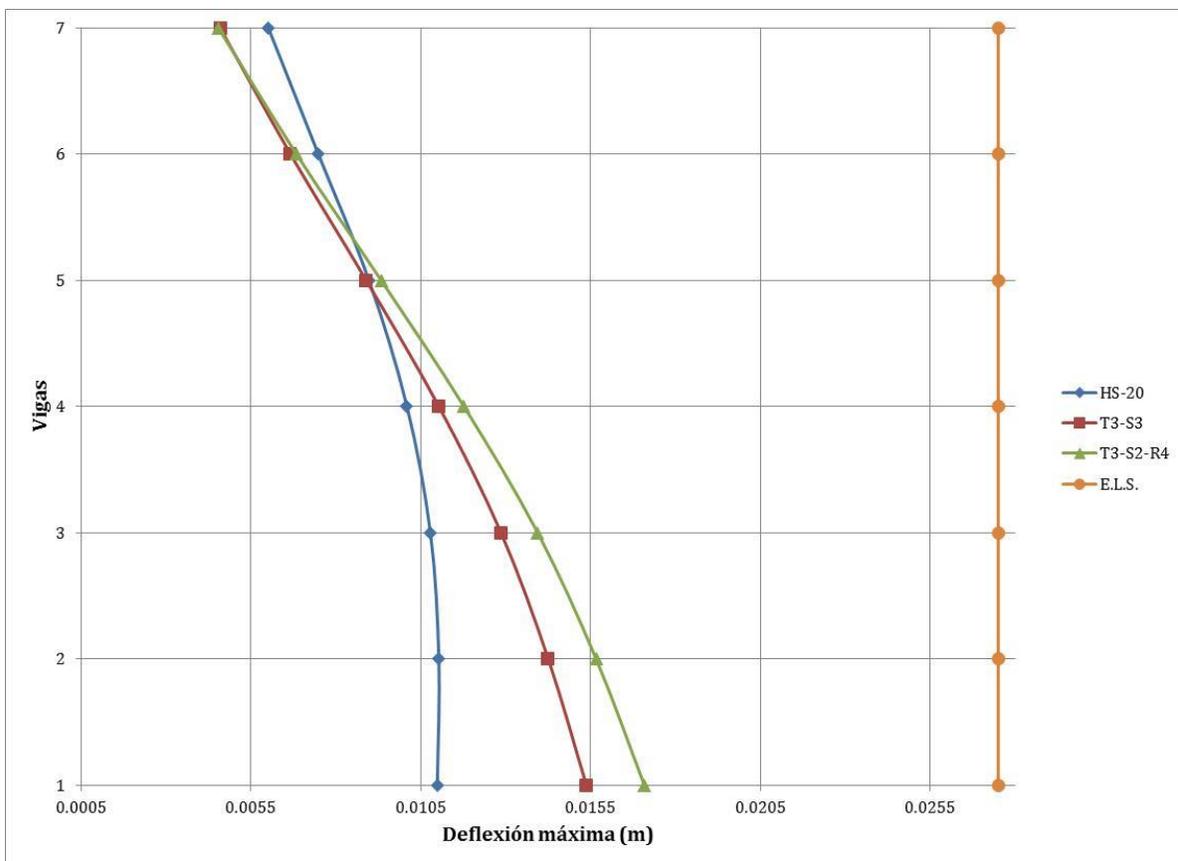
**Fig. 4.6 Configuración 2 de trenes de carga en puente tipo de concreto presforzado**

De acuerdo con el Reglamento de Pesos y Dimensiones (RPD) nacional se planteó un vehículo T3-S2-R4 con un peso bruto vehicular máximo de 75.5 ton; por lo cual, esta combinación produce deflexiones mayores a las que generan los vehículos norteamericanos HS-20. La deflexión en la viga crítica 1 alcanza una magnitud del 62% de la correspondiente al estado límite de servicio (Tabla 4.4), considerablemente mayor a la del 40% generada por las configuraciones norteamericanas.

**Tabla. 4.4 Deflexiones por efecto de combinación de vehículos de diseño mexicanos en puente tipo de concreto presforzado**

	VIGAS DE SUPERESTRUCTURA							
	1	2	3	4	5	6	7	E.L.S.
Deflexiones(m)	0.0171	0.0157	0.0139	0.0118	0.0093	0.0068	0.0045	0.028
% Servicio	62%	57%	51%	43%	34%	25%	16%	100%

De manera adicional se hizo el análisis de deflexiones en el puente tipo de concreto presforzado sustituyendo el vehículo T3-S2-R4, de este último escenario, por un vehículo T3-S3 con los pesos máximos del RPD. Tras recabar los resultados de las tres combinaciones de carga, se observa que, al igual que en el puente de concreto reforzado, bajo ninguna de las configuraciones se supera el estado límite de servicio (Fig. 4.7).



**Fig. 4.7 Deflexiones generadas en puente tipo de concreto presforzado por diversas configuraciones vehiculares**

En ninguna de las condiciones de carga planteadas para los puentes tipo de concreto reforzado y concreto presforzado se rebasa el estado límite de servicio; debido a que los códigos de diseño de puentes implementan múltiples factores de carga y resistencia, que consideran amplificaciones de las cargas de diseño y menores resistencias de los elementos estructurales; lo cual genera factores de seguridad en los puentes que les permite soportar cargas mayores a las de diseño sin rebasar sus estados límite de resistencia y servicio.

Aunque ambas estructuras analizadas trabajan por debajo de su respectivo estado límite de servicio (deflexión) para las distintas combinaciones de carga, cabe destacar que los efectos generados por las configuraciones vehiculares de nuestro país generan las deflexiones mayores en los sistemas evaluados; debido principalmente a sus grandes pesos brutos vehiculares.

## 5 Efecto transversal de la carga viva

---

Además de los efectos longitudinales ocasionados por las cargas vivas aplicadas a los puentes, es muy importante su reparto transversal; particularmente en las estructuras soportadas por vigas, ya que identifica los efectos que debe soportar cada una de ellas de acuerdo con su posición y es posible revisar su condición con respecto a los estados límite de servicio y resistencia correspondientes. Para determinar estas proporciones existen métodos denominados simplificados o rigurosos (Mahadevan, 2005).

Los métodos simplificados se derivan y son usados para puentes rectos o con ángulos de esviaje menores a  $20^\circ$ , algunos de ellos son:

- Método de Leonhardt-Andre
- Método de Courbon
- Método de Hendry-Jaeger
- Método de Morice-Little
- Método de Cusen-Pama
- Método AASHTO
- Método de Ontario

Por otro lado, algunos de los métodos rigurosos son:

- Método de la placa ortotrópica
- Método de elemento finito
- Método de la analogía de mallado
- Método de diferencias finitas
- Método de franjas finitas
- Método semi-contínuo

El uso de métodos aproximados se volvió muy popular para el diseño de puentes, debido a la relativa simplicidad de sus cálculos. Su formulación está hecha con base en diferentes suposiciones estructurales para formar expresiones y procesos de cálculo tan simples como sea posible. Algunas de las consideraciones de estos métodos son las de suponer que las losas de concreto son homogéneas, isotrópicas y elásticas, las superficies de contacto entre los neumáticos de los vehículos y la estructura forman figuras geométricas bien definidas e inclusive algunos de los métodos consideran que la losa no está fijada a las vigas portantes, o bien que la relación de Poisson del concreto es cero y no se desarrollan fuerzas cortantes entre la losa y las vigas. Por otro lado, los sistemas estructurales de secciones compuestas, como es el caso losa-viga, son representados por sistemas equivalentes de un solo cuerpo, formados por una viga continua cuyo

espesor le da la misma rigidez y momento de inercia que el sistema original. Dependiendo del método de cálculo, las suposiciones de las propiedades del sistema equivalente pueden variar, al despreciar o incluir efectos de torsión y evaluar la rigidez transversal de la estructura o considerar rigideces infinitas. Una vez establecidas las características de un sistema equivalente simplificado, la obtención de factores de reparto transversal de carga se llevan a cabo mediante principios relacionados con el equilibrio del cuerpo analizado. Cabe destacar que el número de variables que intervengan en el método de cálculo influyen directamente en su grado de aproximación.

Debido a las múltiples consideraciones e inclusive idealizaciones que implican los métodos aproximados, sus grados de error con respecto al comportamiento de estructuras reales y otros métodos de cálculo pueden llegar a variar de manera significativa ante diferentes configuraciones estructurales y distribuciones de carga.

Actualmente, gracias a la gran capacidad de cálculo de las computadoras modernas, es posible aplicar los métodos rigurosos que simulan el comportamiento del tablero como un conjunto discreto de elementos estructurales; sin embargo, gracias a su simplicidad, los métodos aproximados, como el de Courbon, siguen siendo muy populares y aplicados en el diseño de puentes hoy en día (Kalyanshetti y Shiriam, 2013).

## **5.1 Método de Courbon de reparto transversal de cargas**

El método de Courbon supone que existe una variación lineal de la deflexión de la estructura en su dirección transversal; es decir, su rigidez transversal es infinita, de modo que la deformada en este mismo sentido, ante la aplicación de una carga, permanece siempre recta y la deflexión será máxima en la viga exterior del lado de la carga excéntrica aplicada y mínima en el otro extremo (Sanmartin Q., 1983 y Mahadevan, 2005).

El método mencionado supone que el tablero es simétrico y la carga actuante se descompone en simétrica y antisimétrica (Sanmartin, 1983); de modo que la primera parte de la carga se reparte de manera proporcional entre las inercias de las vigas, así que la carga  $P'_n$  actuante sobre la viga  $n$  es:

$$P'_n = P \frac{I_n}{\sum I_n}$$

Donde  $I_n$  es el momento de inercia de la viga n-sima.

Por otro lado, la carga asimétrica provoca un giro del tablero; así que la flecha es proporcional a la distancia  $x_n$  de la viga al punto central y, por lo tanto, la carga que soporta cada viga es proporcional a la flecha y al momento de inercia de la viga. Entonces, la carga en la viga  $n$  es:

$$P'_n = kx_n I_n$$

Al considerar el equilibrio de momentos se tiene que:

$$Pd = \sum P''_n \cdot x_n = k \sum x_n^2 I_n$$

Así que:

$$k = \frac{Pd}{\sum x_n^2 I_n}$$

Entonces la carga sobre la viga n-sima, por la componente asimétrica es:

$$P''_n = Pd \frac{x_n I_n}{\sum x_n^2 I_n}$$

Y la carga total que soporta la viga es:

$$P_n = P'_n + P''_n = P \frac{I_n}{\sum I_n} \left( 1 + d \frac{x_n \sum I_n}{\sum x_n^2 I_n} \right)$$

Si las  $N$  vigas que componen la superestructura del puente son iguales, el coeficiente de reparto para cada viga  $n$ , es:

$$\frac{1}{N} \left( 1 + d \frac{x_n \cdot N}{\sum x_n^2} \right)$$

Sin embargo, la consideración de una rigidez transversal infinita de la superestructura constituye únicamente una aproximación, la cual puede tener un importante grado de error que podría variar de acuerdo a la longitud del claro del puente.

## **5.2 Método de Morice and Little de reparto transversal de cargas**

El método de Morice and Little es uno de los métodos aproximados para determinar el reparto transversal de cargas en la superestructura de puentes. Tal método evalúa la rigidez transversal o rigidez torsional de la estructura; su base consiste en el estudio de un sistema elástico equivalente con una rigidez uniformemente distribuida, obtenido de la transformación de la rigidez de las vigas que componen la estructura original.

Este método ofrece conjuntos de coeficientes de distribución para dos casos extremos: el de una placa sin torsión y el de una con torsión total, de modo que la interpolación entre estos valores permite obtener los coeficientes de cualquier puente de acuerdo con sus características estructurales y geométricas.

Para este método, el ancho efectivo de la estructura,  $2b$ , es definido como el número de vigas multiplicado por el espacio entre ellas:  $np$ , donde  $n$  es el número de vigas y su longitud efectiva es denotada como  $2a$ . Debido a que el sistema equivalente es uniformemente distribuido, las propiedades de la sección son manejadas por unidad de ancho. Las propiedades necesarias para aplicar el método de Morice se presentan a continuación:

$$i = I/p$$

Donde:

$i$  = segundo momento de área longitudinal de la losa equivalente por unidad de ancho

$I$  = segundo momento de área de cada viga longitudinal

$p$  = espacio entre las vigas longitudinales

$$j = J/p$$

Donde:

$j$  = segundo momento transversal de área de la losa equivalente por unidad de longitud

$J$  = segundo momento de área de cada diafragma o trabe transversal

$q$  = espacio entre diafragmas o trabes transversales

Estas propiedades geométricas son combinadas en un factor cuyo efecto es primario para los coeficientes de distribución:

$$\theta = \frac{b}{2a} \left( \frac{i}{j} \right)^{0.25}$$

O bien, para el caso de un puente de losa simple, este valor se reduce a:

$$\theta = \frac{b}{2a}$$

Por otro lado, las propiedades torsionales de la estructura son definidas a través de la variable  $\alpha$ , que engloba los valores correspondientes a la sección transversal y longitudinal:

$$\alpha = \frac{G(i_0 + j_0)}{(2E(i * j))^{0.5}}$$

Donde:

E = Módulo de Young del material de la losa

G = Módulo de rigidez torsional del material de la losa

$$i_0 = \frac{I_0}{p}$$

Donde, a su vez:

$i_0$  = rigidez torsional longitudinal por unidad de longitud

$I_0$  = Rigidez torsional longitudinal de una viga

$$j_0 = \frac{J_0}{q}$$

Donde, a su vez:

$j_0$  = rigidez torsional transversal por unidad de ancho

$J_0$  = Rigidez torsional transversal de una viga

El valor de  $\alpha$  será cero para la condición de una malla sin torsión y será igual a 1, para una losa con la máxima rigidez torsional. Para cualquier otra condición esta variable toma un valor entre 0 y 1.

Hasta este punto, la superestructura del puente ha sido transformada en una losa equivalente de ancho igual a  $2b$  y un claro de  $2a$ . Cuando una carga puntual es aplicada en la superestructura la deflexión promedio de la sección transversal es

igual a la que se generaría si tal carga fuera uniformemente distribuida en el ancho efectivo de la losa.

Este método considera que el perfil transversal de deformación es constante para todas las posiciones a lo largo del claro de la estructura, al igual que las magnitudes de los momentos flexionantes; así que propone una serie de coeficientes de distribución  $K$  que están expresados en términos de deflexión, momento o esfuerzo promedio, y son aplicables para cualquier sección transversal a lo largo de la superestructura.

Para hacer práctico el sistema de este método, los coeficientes de distribución ya han sido tabulados, lo que genera un perfil con nueve estaciones en distancias uniformes a lo ancho de la losa ( $-b$ ,  $-3b/4$ ,  $-b/2$ ,  $-b/4$ ,  $0$ ,  $b/4$ ,  $b/2$ ,  $3b/4$  y  $b$ ). Tales valores están dados para un sistema cuya rigidez torsional es nula,  $K_0$ , así como para una losa cuyo valor  $\alpha$  es igual a 1,  $K_1$ . De modo que para valores intermedios de  $\alpha$  los coeficientes de distribución son:

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Donde:

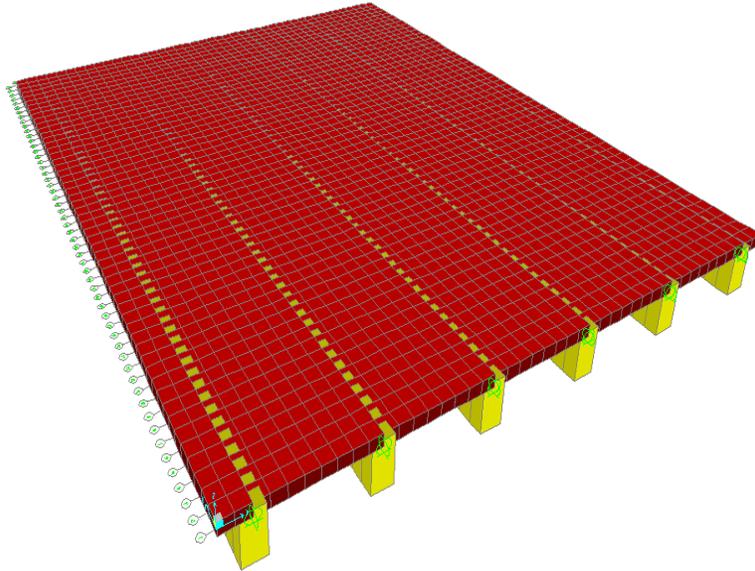
$K_{\alpha}$  = coeficiente de distribución para el valor  $\alpha$  correspondiente

$K_0$  = coeficiente de distribución para un valor de  $\alpha$  igual a 0

$K_1$  = coeficiente de distribución para un valor de  $\alpha$  igual a 1

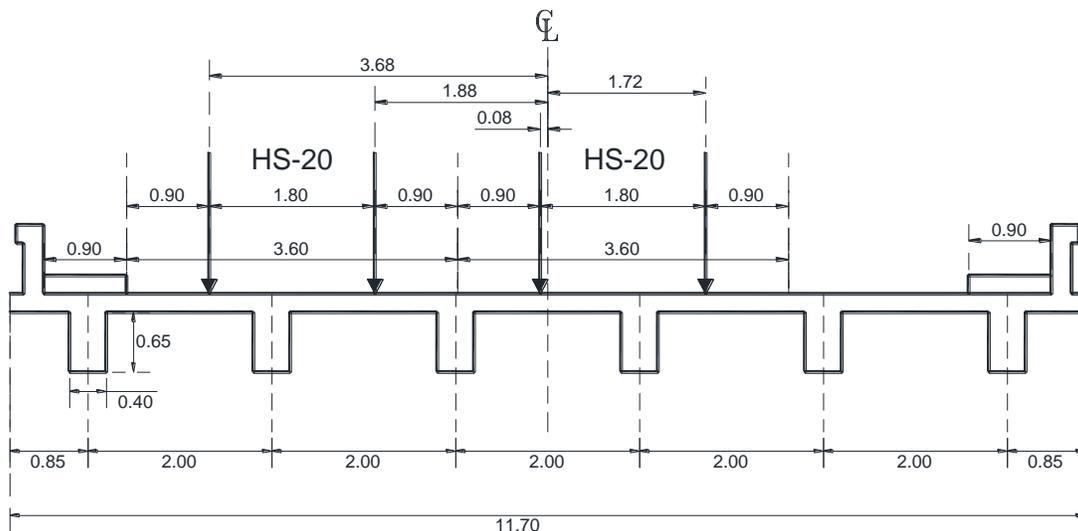
### **5.3 Distribución transversal de carga en puente tipo de concreto reforzado**

Con el objetivo de valorar las diferencias generadas en la repartición transversal de efectos, se empleó el modelo de elementos finitos de la superestructura de concreto reforzado empleada en el análisis longitudinal, para utilizarlo de referencia y comparar así, sus efectos contra los obtenidos a través de los métodos aproximados del criterio de Courbon y Morice and Little.



**Fig. 5.1 Modelo de elemento finito de puente de referencia de concreto reforzado**

Primeramente, se cargó el modelo de elementos finitos de la superestructura del puente tipo con los trenes de carga de dos vehículos HS-20 colocados en las posiciones críticas, como se muestra en la figura 5.2, obteniéndose así, los elementos mecánicos en cada una de las vigas portantes.



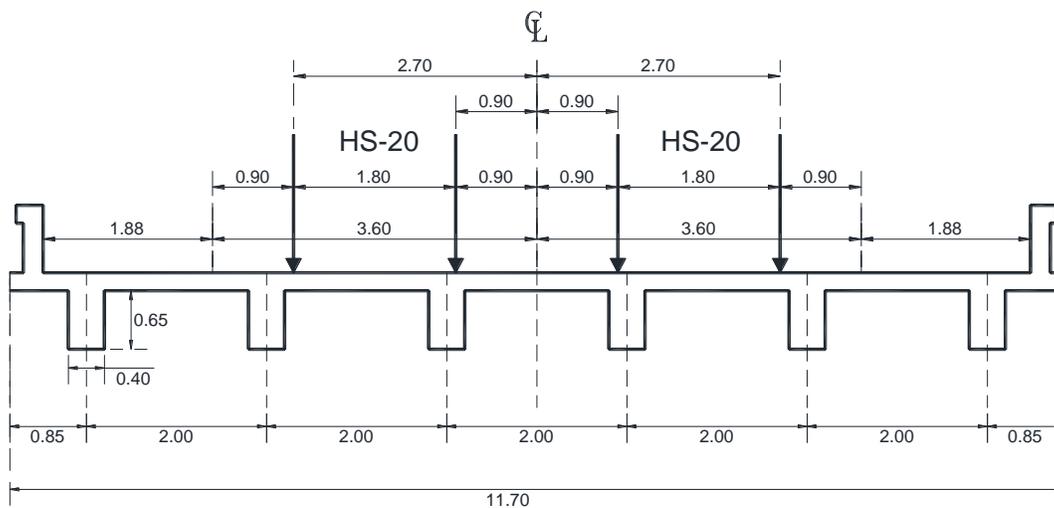
**Fig. 5.2 Posición transversal crítica de vehículos de diseño HS-20 en puente tipo de concreto reforzado**

Por otro lado, se evaluó el efecto del tren de carga en las vigas portantes aplicando los métodos aproximados de Courbon y Morice and Little. De este análisis, puede verse que en las vigas ubicadas en los extremos del puente el efecto de la carga fue sobrevalorado por el método de Courbon hasta en un 40%, mientras que en las vigas centrales este efecto fue minimizado (tabla 5.1). En cambio, por el método de Morice and Little la máxima diferencia observada es del 15.47%, en la viga 5, mientras los momentos máximos en el resto de las vigas presentan diferencias menores al 8% con respecto a los valores obtenidos del modelo de elementos finitos (MEF) del puente.

**Tabla 5.1 Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto reforzado ocasionados por dos vehículos HS-20 en posición transversal crítica**

Viga	MEF	Morice		Courbon	
	M (t-m)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)
G1	24.010	25.297	5.36%	34.260	42.69%
G2	29.050	29.627	1.98%	30.207	3.98%
G3	29.930	30.129	0.66%	26.154	-12.62%
G4	25.970	26.572	2.32%	22.100	-14.90%
G5	16.710	19.294	15.47%	18.047	8.00%
G6	10.000	10.793	7.93%	13.994	39.94%

Adicionalmente, se hicieron estas pruebas de carga para dos escenarios más: dos vehículos HS-20 centrados transversalmente en carriles de diseño de 3.60 metros, de acuerdo con el reglamento AASHTO (Fig. 5.3) y dos vehículos nacionales T3-S3 enfocados en la superestructura del puente en carriles de diseño de 3.05 metros de ancho, de acuerdo con los criterios nacionales (Fig. 5.4).

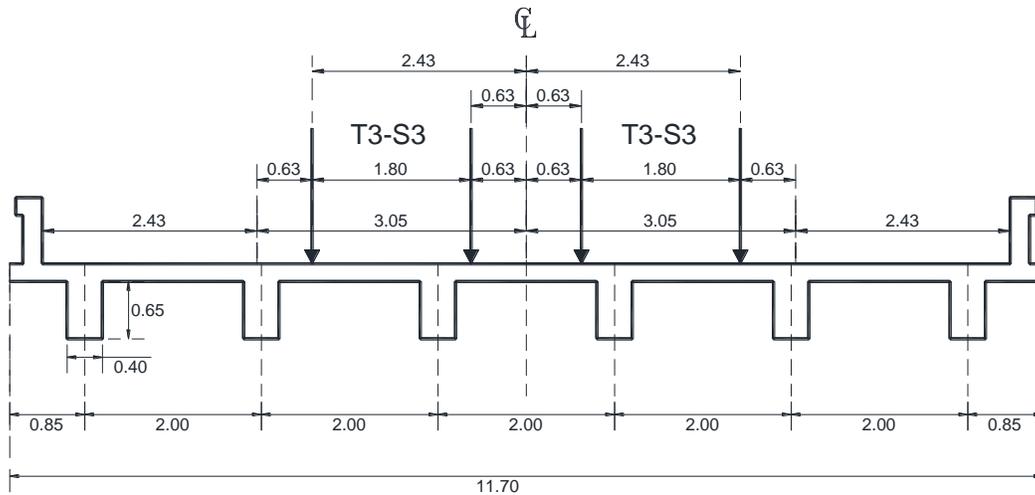


**Fig. 5.3 Posición transversal de vehículos de diseño HS-20 centrados en puente tipo de concreto reforzado**

**Tabla 5.2 Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto reforzado ocasionados por dos vehículos HS-20 centrados**

Viga	MEF	Morice		Courbon	
	M (t-m)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)
G1	15.830	17.766	12.23%	24.127	52.41%
G2	23.900	24.766	3.62%	24.127	0.95%
G3	28.820	28.796	-0.08%	24.127	-16.28%
G4	28.820	28.787	-0.12%	24.127	-16.28%
G5	23.900	24.766	3.62%	24.127	0.95%
G6	15.830	17.766	12.23%	24.127	52.41%

Para este escenario de carga, nuevamente se observa que los factores obtenidos por el método de Courbon tienen mayores diferencias que aquellos obtenidos por el método de Morice and Little, con respecto a los momentos flexionantes calculados con el modelo de elemento finito del puente. Inclusive, en las vigas de los extremos, los efectos calculados con Courbon son hasta 52% mayores que los obtenidos con el modelo de la estructura.



**Fig. 5.4** Posición transversal de vehículos T3-S3 centrados en puente tipo de concreto reforzado

**Tabla 5.3.** Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto reforzado ocasionados por dos vehículos HS-20 centrados

Viga	MEF	Morice		Courbon	
	M (t-m)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)
G1	17.900	19.551	9.22%	27.903	55.88%
G2	26.500	28.495	7.53%	27.903	5.30%
G3	33.460	34.228	2.29%	27.903	-16.61%
G4	33.450	34.220	2.30%	27.903	-16.58%
G5	26.500	28.513	7.59%	27.903	5.30%
G6	17.900	19.571	9.34%	27.903	55.88%

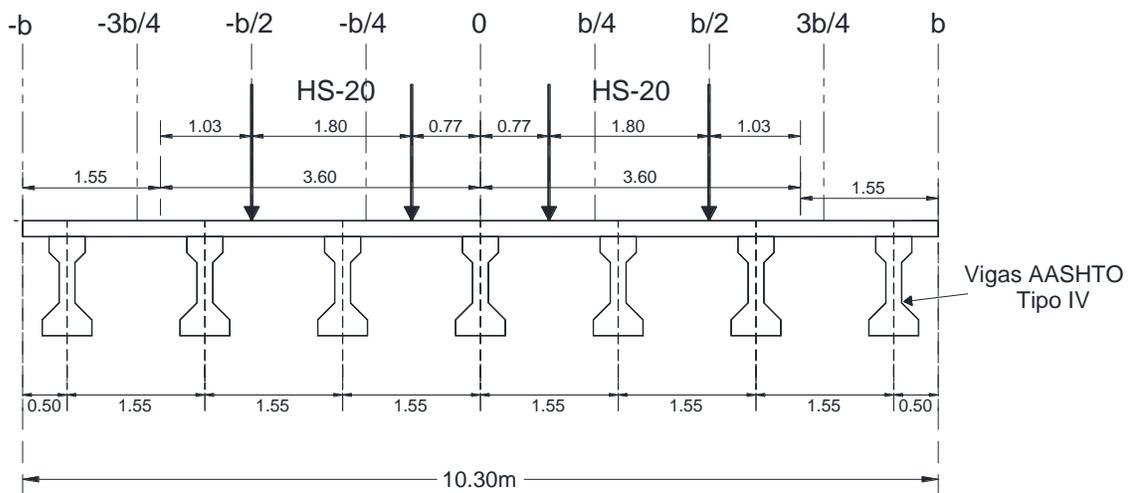
Al igual que en los dos escenarios de carga anteriores, para esta distribución transversal de carga, los factores generados por el método de Morice and Little muestran un mejor ajuste que el método de Courbon, con respecto a los resultados del modelo de elemento finito de la estructura. La diferencia entre los valores obtenidos con Morice y el modelo del puente es menor al 10% para cada una de las vigas, mientras que por el método de Courbon, las diferencias alcanzan hasta un 55% para las vigas extremas.

La diferencia entre los factores que generaron los métodos aproximados de Courbon y Morice and Little se deben principalmente a sus consideraciones generales. Cabe destacar que el primer método supone que la rigidez transversal de la estructura es infinita; mientras que, por el método de Morice and Little, la rigidez transversal y torsional de la estructura tiene que ser evaluada de acuerdo con sus características geométricas y estructurales. Con base en los resultados, esta última consideración genera factores que muestran ajustes aceptables con respecto a los efectos transversales que pueden sufrir los puentes ante la aplicación de cargas vehiculares, ya que su rigidez tendrá variaciones importantes según los atributos de la estructura en estudio y en ningún caso alcanzará la condición ideal de una rigidez transversal infinita.

#### **5.4 Distribución transversal de carga en puente tipo de concreto presforzado**

Adicionalmente, se llevaron a cabo pruebas de la misma naturaleza, con diferentes escenarios de reparto de carga viva en el sentido transversal en el puente de concreto presforzado utilizado para determinar las deflexiones del sistema. Cabe destacar que los escenarios de reparto de carga corresponden a los de diseño, de acuerdo con las normas norteamericanas AASHTO, así como los criterios de nuestro país. Para el siguiente caso, también se calculan los factores de reparto de carga transversal a través del modelo de elemento finito correspondiente y los métodos aproximados de Courbon y Morice and Little.

El primer escenario de carga corresponde a dos vehículos HS-20, del reglamento AASHTO, centrados transversalmente en la superestructura del puente en carriles de 3.60 metros de ancho (Fig. 5.5); de acuerdo con los criterios de tal normativa.



**Fig. 5.5 Posición transversal de vehículos de diseño HS-20 centrados en puente tipo de concreto presforzado**

Con respecto a los efectos producidos por esta configuración de carga, determinados por la técnica de elemento finito, se observa que el método de Courbon genera resultados más imprecisos que el de Morice, especialmente en las vigas extremas-, que se encuentran más alejadas de las cargas aplicadas por los vehículos de diseño, pues alcanzan una diferencia positiva superior al 20% (Tabla 5.4); es decir, el método de Courbon sobreestima los efectos que producen las cargas sobre el puente.

**Tabla 5.4 Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto presforzado ocasionados por dos vehículos HS-20 centrados**

Viga	MEF	Morice		Courbon	
	M (t-m)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)
1	33.612	36.955	9.95%	40.466	20.39%
2	39.233	39.693	1.17%	40.466	3.14%
3	42.920	42.507	-0.96%	40.466	-5.72%
4	44.400	42.603	-4.05%	40.466	-8.86%
5	42.920	41.805	-2.60%	40.466	-5.72%
6	39.190	39.693	1.28%	40.466	3.26%
7	33.611	36.955	9.95%	40.466	20.40%

El segundo escenario de reparto transversal de carga analizado es el correspondiente a dos vehículos de diseño nacionales T3-S2-R4 ubicados en dos carriles de diseño de 3.05 metros de ancho, centrados en el puente (Fig. 5.6).

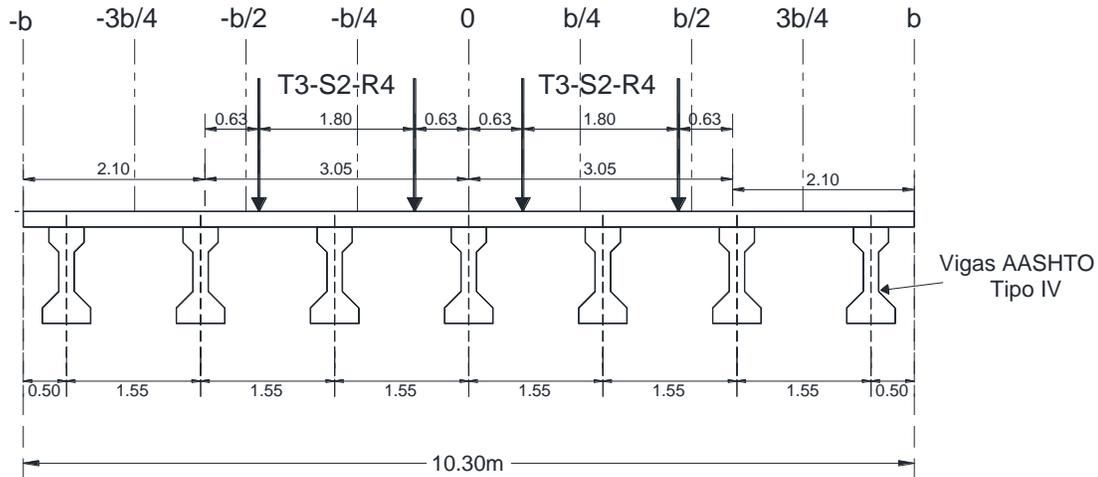


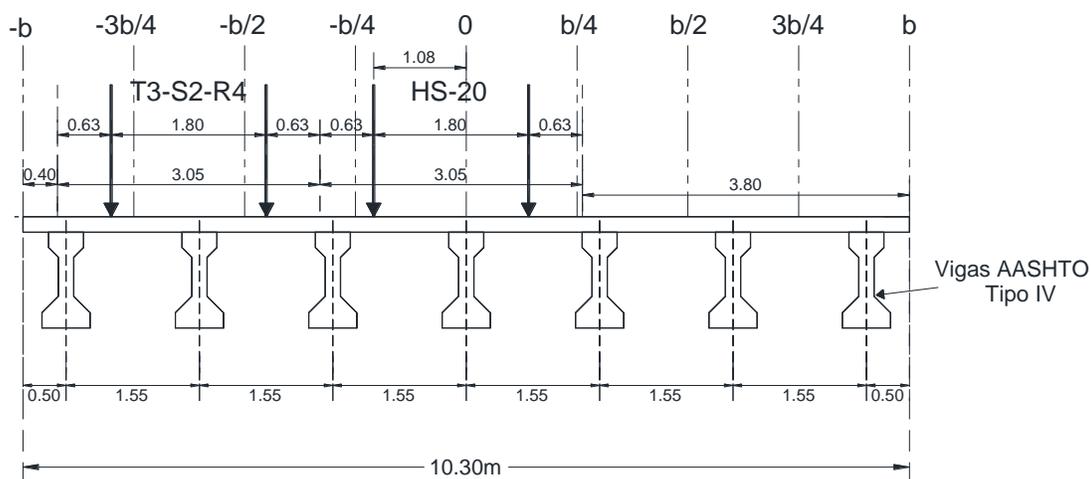
Fig. 5.6 Posición transversal de vehículos de diseño T3-S2-R4 centrados en puente tipo de concreto presforzado

Tabla 5.5 Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto presforzado ocasionados por dos vehículos T3-S2-R4 centrados

Viga	MEF	Morice		Courbon	
	M (t-m)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)
1	51.732	54.184	4.74%	60.634	17.21%
2	57.484	59.230	3.04%	60.634	5.48%
3	62.570	64.708	3.42%	60.634	-3.09%
4	65.550	64.957	-0.90%	60.634	-7.50%
5	62.600	63.120	0.83%	60.634	-3.14%
6	57.507	59.230	3.00%	60.634	5.44%
7	51.733	54.184	4.74%	60.634	17.21%

Los resultados de la aplicación de estas cargas son muy similares a los observados con los vehículos HS-20; el método de Courbon tiene un mayor grado de error que el de Morice y la mayor diferencia se registra en las vigas extremas (Tabla 5.5), sobreestimando nuevamente los momentos flexionantes generados.

Por último, se analizó una configuración con los vehículos de diseño en su posición transversal crítica, de acuerdo con los criterios de nuestro país. Este escenario consiste en un vehículo T3-S2-R4 acompañado por un HS-20, colocados en carriles de diseño de 3.05 metros de ancho y ubicados a partir de uno de los extremos de la superficie de rodamiento de la estructura.



**Fig. 5.7 Un vehículo T3-S2-R4 y un HS-20 en posición transversal crítica en puente tipo de concreto presforzado**

Las diferencias entre los efectos calculados por los métodos aproximados para esta configuración de carga son aún mayores que para los casos anteriores. De nueva cuenta se observan las mayores diferencias con el método de Courbon; por un lado, en la viga extrema del lado de las cargas se determinó un momento flexionante 30% mayor que el del modelo de elemento finito, mientras en la viga del otro extremo su magnitud es 92% menor. De modo que si los vehículos son colocados en el otro extremo del puente, los efectos serán mayores en las vigas de tal extremo; ya que en el diseño de una estructura se deben evaluar los escenarios de carga necesarios para obtener los efectos máximos a los que es posible ver sujeto cada uno de sus miembros estructurales, se puede inferir que para una estructura con las características geométricas del modelo analizado, el método de Courbon determinará efectos mayores a los que se puede ver sujeta ante la aplicación de cargas de vehículos de diseño.

**Tabla 5.6 Momentos flexionantes en vigas de puente de concreto presforzado ocasionados por un vehículo T3-S2-R4 y un HS-20 en posición transversal crítica**

Viga	MEF	Morice		Courbon	
	M (t-m)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)	M (t-m)	Diferencia vs MEF (%)
1	76.464	75.711	-0.99%	99.8419834	30.57%
2	70.307	69.281	-1.46%	83.4114175	18.64%
3	63.096	54.900	-12.99%	66.9808516	6.16%
4	52.369	53.396	1.96%	50.5502857	-3.47%
5	39.459	42.521	7.76%	34.1197198	-13.53%
6	25.587	30.091	17.60%	17.6891539	-30.87%
7	15.608	17.942	14.95%	1.25858802	-91.94%

Para todos los casos analizados se observa que el método de Courbon, comúnmente utilizado en el diseño de puentes en nuestro país, ofrece resultados con mayores diferencias que otros métodos aproximados de obtención de factores de reparto transversal de cargas vehiculares en puentes, como el de Morice and Little. Estos resultados reafirman lo concluido ante el análisis de deformaciones en los puentes tipo de concreto reforzado y presforzado por diferentes configuraciones de aplicación de cargas vehiculares: la hipótesis de Courbon, de una estructura con rigidez transversal infinita, resulta inadecuada para calcular los factores de reparto transversal de efectos en puentes, de acuerdo a lo indicado en los párrafos anteriores.

Por otro lado, el método de Morice and Little mostró una mejor adaptación para el cálculo de efectos, gracias a que evalúa la rigidez transversal de cada estructura; sin embargo sus grados de error también pueden resultar representativos para ciertas configuraciones y magnitudes de carga. Los resultados obtenidos en este capítulo muestran la importancia de un estudio detallado que permita realizar modificaciones a los criterios de repartición transversal de efectos en los tableros de la superestructura de puentes, ya que existen diferencias considerables entre la respuesta del sistema modelado a través de elementos finitos, y los métodos aproximados, ampliamente utilizados en ingeniería de puentes para este tratamiento.



## 6 Conclusiones

---

Con el presente estudio se encuentra que el efecto de las configuraciones T3-S2-R4 con PBV por debajo de las 77.5 ton queda cubierto o no sobrepasan aquellos producidos por los modelos de carga IMT; pudo verificarse que tanto los momentos flexionantes como las fuerzas cortantes generadas para superestructuras de diversos claros siguen siendo menores que las generadas por los modelos de carga IMT establecidos en la normativa SCT.

La obtención de factores de reparto transversal de carga en puentes debe seguir siendo estudiada en diferentes tipos de superestructuras, con el propósito de establecer métodos más apropiados para cada tipo de material y configuración estructural. Hemos encontrado que el método aproximado de Courbon, popular en el diseño de puentes en México, genera factores de reparto transversal de carga que sobrestiman el efecto respecto a modelos de elementos finitos de superestructuras (concreto reforzado y presforzado del tipo losa-viga) hasta en un 50%, lo que genera diseños más robustos y costosos. Por tal razón, su aplicación debe ser acotada a condiciones de rigidez transversal; resulta necesario plantear métodos para la repartición transversal más eficaces que permitan la optimización de materiales y recursos en el diseño de puentes, sin dejar de lado el cumplimiento de los estados límite de servicio y resistencia correspondientes.

Por otro lado, pudimos ver que los estados límites de servicio (deflexiones) revisados no son rebasados; aun con los niveles de sobrecarga, posiblemente producto de la sobreestimación en la repartición de los efectos de manera transversal en la superestructura.

Resulta de vital importancia continuar los estudios en materia de cargas vivas vehiculares, dirigiéndolos, por un lado, hacia el establecimiento de límites de los Pesos Brutos Vehiculares de los tractocamiones, a través de la generación de una fórmula puente que contemple las condiciones reales de México; y por el otro, hacia la creación de un código de diseño de puentes que contemple las condiciones regionales, y refleje -tanto en los factores y combinaciones de diseño- como en criterios y niveles de confiabilidad, la realidad de nuestro país.



## 7 Bibliografía

---

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007. Cuarta Edición. AASHTO, Washington, D.C.

Aslam K., 2001. Análisis Estructural, Segunda Edición, Ed. Thomson Learning.

Bridge Standards and Procedure Manual, vol. 1, Supplement to CHBDC S6-06, 2007. British Columbia Ministry of Transportation. Canadá, Agosto.

CAN/CSA S6-06. Canadian Highway Bridge Design Code, décima edición, 2006. Canadian Standards Association, Ontario, Canada.

Eurocode 1: Actions on Structures. Part 2: Traffic Loads on Bridges, 2003. European Committee for Standardization. Bélgica.

Fernández L. E. y Ayala A. G., 2000. Análisis y evaluación de las cargas vivas vehiculares en México y sus efectos en puentes. Instituto de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Gaytan J. A. M., 1999. Evaluación estructural y económica de vigas tipo "AASHTO" para puentes carreteros. tesis de maestría, Universidad Autónoma de Nuevo León.

Kalyanshetti M. G. y Shiram R. P., 2013. Study of Effectiveness of Courbon's Theory in the Analysis of T-beam Bridges. International Journal of Scientific and Engineering Research Vol. 4, Issue 3.

Mahadevan A. K., 2005. To Design a Code for the building of Skew Bridges, Masters of Technology project report. Indian Institute of Technology.

Meli R., 1985. Diseño Estructural. Editorial Limusa, Primera Edición. México.

Ontario Highway Bridge Design Code, 1991. Ministry of Transportation. Ontario, Canadá, tercera edición.

Quimby T. B., 2008. A beginner's Guide to the Structural Engineering (Web). Quimby & Associates, Consulting Engineers.

Rascón Chávez Octavio A., 1999. Modelo de cargas vivas vehiculares para diseño estructural de puentes en México, publicación técnica no. 118. Instituto Mexicano del Transporte. Qro. , México.

Rascón Chávez Octavio A., 2004. Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros, publicación técnica no. 243. Instituto Mexicano del Transporte. Qro., México.

Rascón Chávez Octavio A., Barousse Moreno Miguel y Ventura Suárez Gabriel, 1997. Análisis normativo y estadístico de cargas vivas en puentes en México, publicación técnica no. 97. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Qro, México.

S. E. Crespo-Sánchez, F. J. Carrión-Viramontes, M. A. Pérez-Lara y Hernández, 2011. Analysis of deterioration due to fatigue and prognosis of a typical concrete bridge, using Monte Carlo simulation, International Conference on Structural Health Monitoring on Intelligent Infrastructure (SHMII-5), Proceedings of the International Society for Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Cancún, México.

Sánchez G. F. 2008. Proyecto de Puentes Carreteros Nuevos de Concreto Reforzado de Claros Pequeños. 1ra Edición. Instituto Tecnológico de Oaxaca, México.

Sanmartin Q. A., 1983. Cálculo de Estructuras de Puentes de Hormigón. Ed. Rueda.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Dirección General de Autotransporte Federal, 2008. Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2008, sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal. México.

Villarino O. A., 2010. Apuntes del curso de Ingeniería Civil, 2010-2011. Escuela Politécnica Superior de Ávila.



Carretera Querétaro-Galindo km 12+000  
CP 76700, Sanfandila  
Pedro Escobedo, Querétaro, México  
Tel +52 (442) 216 9777 ext. 2610  
Fax +52 (442) 216 9671

[publicaciones@imt.mx](mailto:publicaciones@imt.mx)

<http://www.imt.mx/>