



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

ESTUDIO SOBRE LAS CARGAS MÓVILES Y
CRITERIOS PARA SU APLICACIÓN EN EL
PROYECTO DE PUENTES VEHICULARES EN
MÉXICO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

JAVIER HERNÁNDEZ GARCÍA

ASESOR

ING. IGNACIO ENRIQUE HERNÁNDEZ QUINTO



FES Aragón

MÉXICO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Índice

Introducción.	2
1. Normas AASHTO.	6
1.1. Cargas tipo H.	7
1.2. Cargas tipo HS.	8
1.3. Clases de cargas.	8
1.4. Bandas de circulación.	11
1.5. Aplicación de las cargas.	11
1.6. Reducción en la intensidad de las cargas.	12
1.7. Impacto o efecto dinámico.	13
2. Estudio comparativo de los reglamentos de varios países.	15
3. Evolución de la Reglamentación de pesos y dimensiones de vehículos que circulan por la red carretera federal de México.	45
4. Normativa para la Infraestructura del Transporte en México.	68
4.1. Modelo para carreteras principales, IMT 66.5.	69
4.2. Modelo para carreteras alimentadoras, IMT 20.5.	70
5. Análisis y comparación de los efectos producidos por las cargas autorizadas y por las cargas de diseño.	74
5.1. Fuerza cortante.	76
5.2. Momento flexionante máximo absoluto.	79
6. Situación actual de los puentes carreteros por efecto de las cargas autorizadas.	87
6.1. Violación de las disposiciones legales por intenciones comerciales.	87
6.2. Cargas reales de los vehículos que circulan en México.	88
6.3. Resultados de la revisión de elementos típicos.	97
6.3.1. Losas de concreto reforzado.	97
6.3.2. Vigas de concreto reforzado.	99
6.3.3. Superestructuras de acero.	101
6.3.4. Puentes de concreto presforzado.	102
7. Estudios propuestos para las modificaciones de la normatividad existente.	104
7.1. Impacto o efecto dinámico.	105
7.2. El fenómeno de la fatiga.	105
7.3. El fenómeno de la corrosión.	109
Conclusiones.	111
Bibliografía.	115

Introducción.

El desarrollo de la infraestructura física de un país constituye una plataforma primordial para su crecimiento económico; un ejemplo concreto de esto se observa en el área de las comunicaciones, las cuáles inciden directamente sobre el desarrollo. En este contexto, la comunicación por vía terrestre se ha convertido, sin lugar a dudas, en un elemento de gran trascendencia como activador del intercambio comercial entre las zonas agrícolas, industriales y urbanas.

La red carretera nacional es una de las obras de infraestructura física en las que se asienta la mayor parte de la vida económica, social y cultural del país, sin embargo su ampliación y su operación eficiente se ha visto limitada por la escasez de recursos financieros. Las limitadas asignaciones presupuestales, derivadas de la crítica situación financiera del país, han impedido que el sistema se modernice y amplíe paralelamente al crecimiento del tránsito.

Durante mucho tiempo, la operación de la infraestructura física de nuestro país ha respondido a las necesidades apremiantes de la sociedad, alejándose muchas veces de las especificaciones de diseño; al mismo tiempo, las labores de conservación se han realizado a un ritmo muy lento, provocando un gran deterioro en sus componentes.

El objetivo principal de este trabajo de tesis consiste en analizar las “cargas o vehículos tipo” que se han venido utilizando a través del tiempo en el diseño de los puentes carreteros de nuestro país, los efectos que éstos producen, así como la situación actual de las estructuras a consecuencia de las modificaciones que el gobierno federal ha hecho a los Reglamentos de operación de vehículos sobre las vías generales de comunicación, los cuáles permiten pesos brutos vehiculares cada vez mayores, pero parecen ignorar el hecho de que los puentes, ya en operación, fueron diseñados para cargas mucho menores y, por tanto, se ven sometidos a esfuerzos que quedan fuera de toda especificación.

Cabe destacar que en la red carretera troncal, además, se enfrenta el problema de su antigüedad, ya que más de la mitad de la red supera los 40 años de construida y no reúne las características geométricas y estructurales que exige el transporte actual. Por otro lado, el incremento del tránsito y las cargas por eje, que frecuentemente sobrepasan la capacidad de diseño, aceleran el deterioro y, en consecuencia, se deben tomar medidas de conservación correctivas. Sin embargo, es bien sabido que la prevención debe ser el eje de todas las acciones de conservación, la cual debe ponerse en marcha desde el diseño mismo de las estructuras y continuarse periódicamente, para evitar que el deterioro destruya la infraestructura.

Los errores en la concepción de los proyectos, la falta de especificaciones precisas para su operación y la escasa vigilancia en la conservación, son las causas principales de que las instalaciones de servicio se encuentren en mal estado. Es muy común ver circular en las carreteras vehículos que exceden por mucho las normas de proyecto provocando con esto que en un tiempo determinado los puentes y las carreteras mismas empiecen a fallar ante el embate constante de estos automotores.

Resulta importante señalar que ante esta situación, no se tiene el control suficiente en la operación, ni se han hecho las modificaciones necesarias para garantizar un funcionamiento eficiente de las vías de comunicación.

El desarrollo del contenido de este trabajo de Tesis comienza con una breve descripción de las especificaciones que, con relación a la carga viva, contienen las Normas emitidas por la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). La revisión de dichas normas tiene particular importancia debido a que son las que se han usado casi en la totalidad de la elaboración de los proyectos realizados en nuestro país, aunque éstas hayan sido elaboradas en los Estados Unidos de Norteamérica, siguiendo patrones de proyecto y sistemas constructivos inherentes a ese país.

A continuación se presenta un estudio comparativo de los reglamentos, de varios países con el objeto de observar y comparar las diferencias en la magnitud y tipo de cargas usadas en cada uno de ellos. En dicho estudio se muestran en forma gráfica y tabulada tanto la magnitud de las cargas empleadas como los efectos que éstas producen para una gran cantidad de claros.

Posteriormente se realiza una revisión del Reglamento de operación de vehículos de la *Secretaría de Comunicaciones y Transportes* (SCT) para carreteras en México, destacando las modificaciones que éste ha sufrido a través del tiempo con el objeto de optimizar y, al mismo tiempo, tratar de limitar las características en peso y dimensiones de los vehículos que circulan sobre la Red Carretera Nacional, poniendo énfasis en aquellos que producen los mayores efectos sobre las estructuras y, por ende, se han venido considerando como Vehículos Tipo para la elaboración del proyecto de los puentes.

Una vez expuesto lo anterior, se revisa la Normativa para la Infraestructura del Transporte en México y se hace la comparativa entre las Cargas Tipo consideradas en dicha Normativa y los Vehículos de diseño que se han venido empleando de acuerdo al Reglamento de Operación de Vehículos de la SCT. Se destaca el uso casi nulo de la Normativa mencionada aunque, por su carácter de “Norma”, ésta debería ser de uso casi obligatorio.

Después de lo anterior, se procede a realizar el análisis y comparación de los efectos producidos por las cargas legales autorizadas en el Reglamento mencionado y las cargas de diseño de la AASHTO. Para esto, se elaboraron tablas de elementos mecánicos y gráficas comparativas de los mismos para una gran cantidad de claros, no sin antes haber expuesto, de forma breve, la manera en que deben determinarse dichos elementos mecánicos. También se hace la comparativa con los efectos producidos por los Cargas Tipo indicadas en la Normativa para la Infraestructura del Transporte vigente de la SCT.

En el apartado siguiente, se habla de la situación actual de los puentes de nuestro país por efecto de las cargas autorizadas. Se presentan también los resultados que se han obtenido en la SCT al analizar elementos típicos como son: losas y vigas de concreto reforzado, superestructuras de acero y elementos de concreto presforzado.

Por último, se hace la propuesta de realizar algunos estudios para, en caso de ser necesario, completar y/o mejorar la normatividad existente en lo que se refiere a la aplicación de la carga viva; pero sobre todo, tratar de lograr que dicha normatividad se aplique obligatoriamente por los ingenieros proyectistas en la elaboración de los proyectos de los puentes ya que es muy sorprendente notar que ésta no se aplica de forma generalizada por todas las Dependencias públicas, aunque para su elaboración se requirió de detallados y muy serios trabajos estadísticos de muestreo y de investigación.

Capítulo 1

Normas AASHTO.

Siempre que se pretende elaborar un proyecto estructural, el proyectista trata de valorar todas y cada una de las variables involucradas cumpliendo especificaciones particulares de diseño, dichas especificaciones se basan en las experiencias técnicas logradas y evaluadas hasta el momento en que éstas son publicadas.

Con base en lo anterior, es bien sabido que las especificaciones solamente contienen los requisitos mínimos que deben satisfacer los proyectos de las estructuras y corresponden al medio socioeconómico dentro del cual han sido elaboradas y sobre cuyo comportamiento ya se tiene una experiencia razonable.

En Estados Unidos de Norteamérica, el diseño de puentes carreteros se basa en las especificaciones estándar publicadas por la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). La recopilación de dichas Especificaciones fue iniciada en 1921 por el comité de Puentes y Estructuras de la *American Association of State Highway Officials* (AASHO). Durante el periodo comprendido entre 1921 hasta su publicación en 1931, las especificaciones fueron gradualmente desarrolladas y como algunos apartados muy particulares solo se aprobaban en forma provisional en algunos Estados, éstos fueron elaborados en forma de folletos y se destinaron para el uso del Departamento de Carreteras Estatales y otras organizaciones afines.

En 1926 se elaboraron unas especificaciones completas y éstas fueron revisadas en 1928. Aunque no en forma impresa, estas especificaciones fueron muy valiosas para la ingeniería de puentes durante el periodo de desarrollo.

La primera edición de las especificaciones estándar para el proyecto de puentes carreteros fue publicada en 1931 y a ésta le siguieron las ediciones revisadas de

1935, 1941, 1944 y posteriormente cada 4 años en promedio. La constante investigación y desarrollo en acero, concreto y estructuras de madera, prácticamente dictó la necesidad de revisión de las especificaciones en periodos de tiempo relativamente cortos.

En el año de 2002 se publicó la 17ª edición de las Especificaciones Estándar de la AASHTO. Dicha edición de las especificaciones se usó en Estados Unidos como base para elaborar los proyectos realizados hasta el año 2007, año en el cual dichas Especificaciones Estándar fueron sustituidas definitivamente por las Especificaciones denominadas LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), las cuales se basan en el diseño por factor de carga y resistencia a diferencia del diseño por esfuerzos permisibles usado en la Especificaciones Estándar. En años posteriores a esta fecha, las Especificaciones Estándar solo se publicarán con el objeto de realizar proyectos de mantenimiento y rehabilitación para los puentes construidos antes de 2007. No obstante lo anterior, en México se seguirá aplicando dicha edición de las Especificaciones Estándar.

En México, aunque actualmente se cuenta con la Normativa para la Infraestructura del Transporte, su uso no se ha generalizado y, en consecuencia, el diseño de la gran mayoría de los puentes se basa en las Especificaciones Estándar publicadas por la AASHTO.

De acuerdo a las indicaciones contenidas en la Especificaciones AASHTO, las cargas vivas que se consideren sobre la calzada de los puentes o en las estructuras que circunstancialmente se presenten en los caminos, serán las establecidas por camiones tipo o carga uniforme por carril, equivalente a un convoy de camiones. Se especifican, al respecto, dos tipos de cargas: la tipo H y la tipo HS, siendo la tipo HS más pesadas que la tipo H.

1.1. Cargas tipo H.

Las cargas tipo H se ilustran en la figura 1.1 y consisten en un camión de dos ejes o la carga equivalente correspondiente sobre un carril. Estas cargas se designan

con la letra H seguida de un número que indica el peso bruto, (en toneladas inglesas de 2,000 libras), del camión tipo.

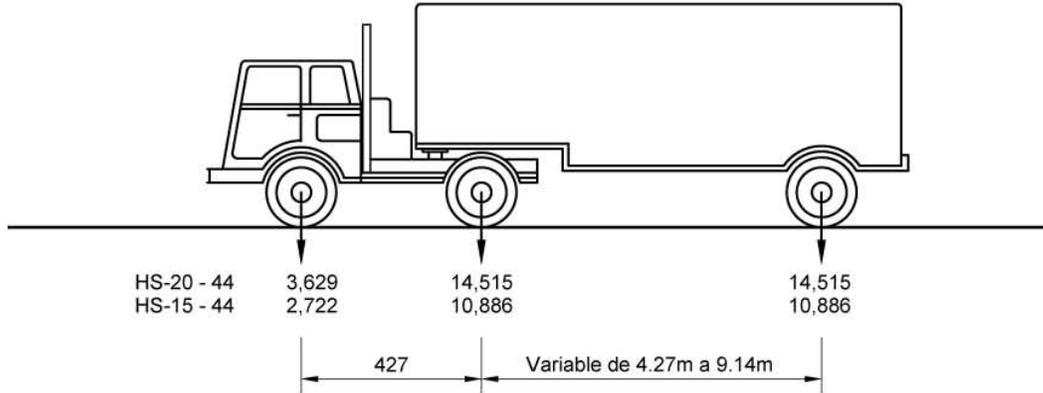
1.2. Cargas tipo HS.

Las cargas tipo HS se ilustran en la figura 1.2 y consisten en un camión tractor con semirremolque o la carga uniforme equivalente correspondiente sobre un carril. Estas cargas se designan con las letras HS, seguidas de un número que indica el peso bruto del camión tractor (en toneladas inglesas de 2,000 libras) La distancia entre el eje del semirremolque y el eje posterior del camión tractor se considera variable dentro de ciertos límites (de 4.27 a 9.14 m.) con el objeto de adaptarla a las dimensiones reales de los camiones que se usan actualmente. El espaciamiento variable hace que la carga actúe de manera más apegada a la realidad en los claros continuos, ya que así las cargas pesadas de los ejes se pueden colocar en los claros adyacentes, a fin de producir los máximos momentos negativos.

1.3. Clases de cargas.

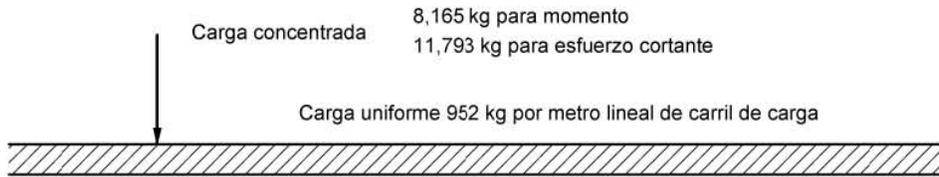
Las cargas para puentes de caminos son de cinco clases: H-10, H-15, H-20, HS-15 y HS-20. Estas cargas no fueron seleccionadas para reemplazar ningún vehículo particular existente, sólo son artificios de cálculo que permiten al proyectista proveer suficiente carga en el proyecto y, con esto, lograr que el puente ya construido se comporte de manera satisfactoria. En teoría, ningún vehículo autorizado para circular sobre un puente deberá producir esfuerzos mayores que los causados por el vehículo tipo empleado para el diseño del mismo.

Las cargas ligeras H-10 Y H-15 se emplean en los caminos de poco tránsito, mientras que las H-20 y HS-20 son usadas en el diseño de las carreteras interestatales.

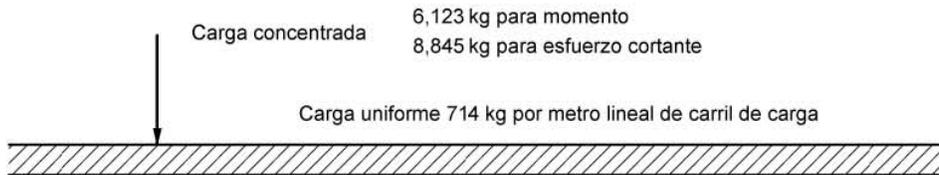


* El espaciamiento variable que se use será el que produzca los esfuerzos máximos.

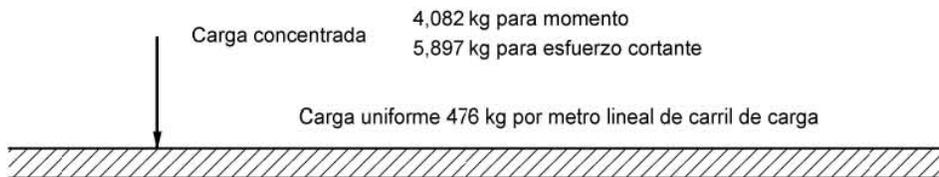
CAMIÓN TIPO HS



CARGA HS-20 - 44



CARGA HS-15 - 44



CARGA HS-10 - 44

CARGAS PARA CARRIL HS

Figura 1.2. Vehículos tipo HS según las Normas AASHTO

1.4. Bandas de circulación.

Se supone que el ancho de 3.05 m. es el mínimo necesario para la circulación de un vehículo tipo. A cada banda de circulación dentro de la calzada de un puente le corresponde un ancho:

$$A = \frac{Ac}{N} ;$$

Dónde Ac es el ancho total de la calzada entre guarniciones excluido cualquier camellón que hubiere y N es el número de bandas de circulación en la calzada. Las cargas de cada banda de circulación pueden suponerse aplicadas en cualquier posición dentro de este ancho A , siempre que las ruedas de los camiones queden cuando menos a 2 pies (0.61 m) del límite de su banda de circulación o del paramento de las guarniciones.

1.5. Aplicación de las cargas.

Al calcular los esfuerzos en la estructura, la carga equivalente por banda de circulación o los vehículos tipo deben considerarse cómo una unidad, de manera que no pueden considerarse fracciones de carga equivalente ni fracciones de la carga de los vehículos tipo. Las cargas equivalentes por banda de circulación deben mortificarse de acuerdo con las siguientes indicaciones:

Para aplicarse a claros continuos, las cargas equivalentes deben consistir en las cargas indicadas en la figura correspondiente y en una carga concentrada adicional de igual intensidad a la incluida en la carga equivalente, colocada en un punto tal que se produzca un momento negativo máximo en la sección de los apoyos.

El tipo de carga que debe usarse en el proyecto de la estructura es aquél que produzca las máximas solicitaciones en los tramos, ya sean las cargas equivalentes o los vehículos tipo.

Como se ha dicho, la separación entre el eje del semirremolque y el eje posterior del camión tractor de los vehículos HS es variable entre los límites especificados, de manera de producir los máximos momentos flectores o las máximas fuerzas cortantes en los tramos continuos.

Para superestructuras continuas, las cargas equivalentes por banda de circulación pueden considerarse aplicadas en forma continua o discontinua, de manera de producir las máximas solicitaciones. Para casos de trabes continuas, calculadas con cargas equivalentes, deben considerarse dos cargas concentradas iguales a las indicadas en la figura, aplicadas de manera de producir los máximos momentos flectores o las máximas fuerzas cortantes en la estructura.

1.6. Reducción en la intensidad de las cargas.

Si los esfuerzos máximos en un miembro cualquiera de la estructura se producen aplicando simultáneamente las cargas correspondientes a varias bandas de circulación y considerando que es muy poco probable la coincidencia de todas las cargas para producir un máximo, los esfuerzos así producidos deben reducirse de acuerdo con la siguiente tabla:

No. DE BANDAS CARGADAS	PORCENTAJE DE ESFUERZOS POR CONSIDERAR
Una o Dos	100
Tres	90
Cuatro o Más	75

Tabla 1.1

1.7. Impacto o efecto dinámico.

Las solicitaciones producidas en la estructura por las cargas móviles deben incrementarse para tener en cuenta los esfuerzos adicionales debidos a los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto que esas mismas cargas producen. De esta manera, una solicitación (momento flector o fuerza cortante) producida por las cargas tipo debe multiplicarse por un factor mayor que la unidad, para incluir su valor directo y el incremento debido a la vibración, al fenómeno dinámico y al impacto. El coeficiente de mayoración para incluir los efectos mencionados debe calcularse con la siguiente fórmula:

$$I = 1.00 + \frac{15.24}{L + 38.1}$$

En esta fórmula, L representa la longitud de la parte del claro que está cargada para producir el máximo esfuerzo en el miembro que se considera, expresada en metros. El máximo valor que debe considerarse de I es 1.30.

Para concluir, resulta muy importante resaltar que en los casos en los cuales no se cumplan las hipótesis previstas en las especificaciones aplicadas, se aumentará la incertidumbre sobre el comportamiento de la estructura. El estudio de muchas fallas estructurales ha puesto en evidencia la aplicación inadecuada de especificaciones incompatibles con los sistemas estructurales proyectados.

Como se mencionó al principio de este capítulo, las Especificaciones para el proyecto de puentes editadas por la AASHTO son las que hasta ahora se han adoptado en la mayor parte de los proyectos que se realizan en nuestro país. Lógicamente, estas especificaciones han sido concebidas como guía para el proyecto de estructuras de puentes que siguen patrones de proyecto y sistemas constructivos norteamericanos. En nuestro país, los sistemas constructivos y los patrones de proyecto que se siguen son muy diferentes, por tanto, la aplicación de estas especificaciones debe hacerse en forma juiciosa, analizando su

compatibilidad con cada proyecto en particular y decidiendo si es más adecuado recurrir a otras especificaciones o bien a análisis específicos.

Es muy importante que los ingenieros proyectistas de estructuras se convenzan de que, en muchos casos, las especificaciones disponibles no deben constituir reglas rígidas para el proyecto. No existen especificaciones que puedan suplir los conocimientos fundamentales del proyectista en estabilidad, resistencia de materiales, etc., ni mucho menos que puedan suplir la falta de criterio. Conviene conocer las especificaciones para servirse de ellas, como ayuda, pero no para depender completamente de ellas.

Capítulo 2

Estudio comparativo de los reglamentos de varios países.

Aunque las especificaciones estándar AASHTO, descritas a detalle en el capítulo anterior, fueron elaboradas con el fin de emplearse para el proyecto de puentes en los Estados Unidos de Norteamérica, todo o parte de las mismas se adoptó en otros países, como en el caso de México, para el proyecto de sus propias estructuras. Sin embargo, algunos países poseedores de un sistema carretero bien desarrollado no las consideran y basan su diseño en sus propias especificaciones.

Cada país puede tener sus propios "vehículos tipo" característicos o sus cargas militares extraordinarias pero, en todo caso, las cargas con peso excesivo que circulan sobre las carreteras o sobre las vías férreas juegan un papel preponderante en la selección del vehículo máximo de diseño. Por citar un ejemplo, mencionaremos el caso en que la incapacidad de las vías férreas en Inglaterra para la circulación de las cargas muy pesadas, como sucede cuando tienen que transportarse objetos indivisibles como grandes turbinas o transformadores, ha requerido la adopción de una carga "súper pesada" para usos extraordinarios en las especificaciones de ese país.

El vehículo tipo a emplearse para el diseño de los puentes para cualquier país debe seleccionarse muy cuidadosamente. Los puentes deben proyectarse para no ser dañados como resultado del tráfico normal o de una simple sobrecarga ocasional y, además, no deben volverse insuficientes en pocos años para el tránsito pesado en las carreteras. En general, debe buscarse que el vehículo tipo que se emplee para el diseño del puente, produzca efectos tan solo un poco mayores que los vehículos más pesados que harán uso de éste durante su vida útil. De otro modo el diseño quedará escaso o, en caso contrario quedará sobrado y se propiciaría una situación de derroche de recursos en el país donde se emplee. Para la selección de la carga de diseño más adecuada, se necesita de

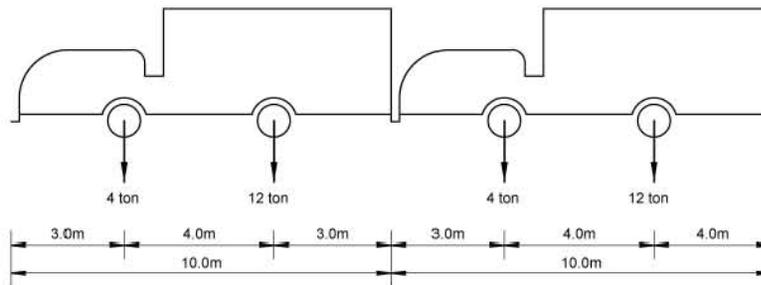
una decisión de ingeniería basada en un estudio muy bien elaborado. La apropiada carga uniforme por carril o el vehículo tipo correspondiente sólo puede determinarse después de estudios exhaustivos tomando en cuenta el peso y dimensiones geométricas de los vehículos que actualmente hacen uso de las carreteras o aquellos que, se supone, harán uso de ellas en el futuro.

A continuación se realizará un estudio comparativo sobre la carga viva y los efectos que ésta produce sobre los puentes carreteros en base a los reglamentos de los siguientes países: Portugal, España, Francia, Alemania, Inglaterra, Italia, Suiza, Bélgica, Holanda, Suecia, Dinamarca, Estados Unidos y Brasil.

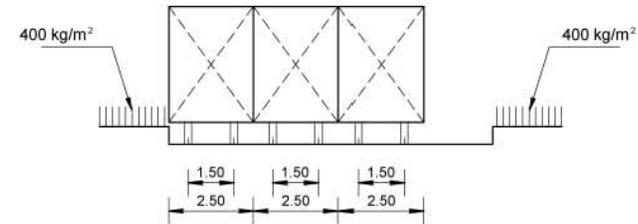
Cabe destacar que algunos de los reglamentos mencionados ya han sido modificados y actualizados para tomar en cuenta las nuevas disposiciones legales adoptadas en el país correspondiente, pero aun así, el estudio comparativo nos servirá de base para ver cuál es la metodología considerada a nivel general, así como para darnos una clara idea del orden en la magnitud de las cargas consideradas y, con ello, poder establecer un punto de comparación con la magnitud de los vehículos usados en nuestro país.

En las figuras siguientes se representan esquemáticamente los vehículos tipo y/o las cargas equivalentes por carril consideradas en las especificaciones de cada uno de los países mencionados, así como sus valores y disposición en la superficie de rodamiento para el cálculo de los diferentes elementos estructurales que integran un puente carretero. Cabe mencionar que no se indican los vehículos tipo correspondientes al reglamento de los Estados Unidos debido a que ya fueron expuestos ampliamente en el capítulo anterior.

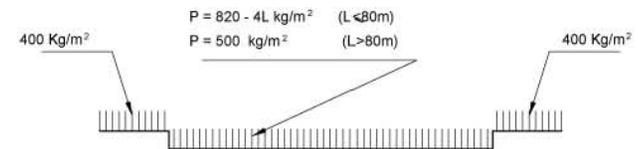
REGLAMENTO PORTUGUÉS



CAMIONES EN EL MAYOR NÚMERO QUE QUEPAN EN EL ANCHO DE CALZADA, COLOCADOS EN LA POSICIÓN MÁS DESFAVORABLE PARA EL ELEMENTO DE LA ESTRUCTURA QUE SE CONSIDERE.

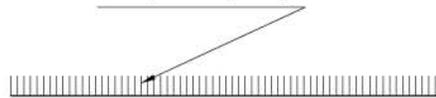


SOBRECARGA APLICADA DE MODO DE PRODUCIR LOS ESFUERZOS MÁXIMOS



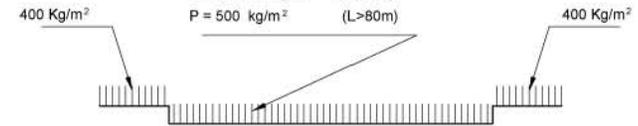
$$P = 820 - 4L \text{ kg/m}^2 \quad (L < 80\text{m})$$

$$P = 500 \text{ kg/m}^2 \quad (L > 80\text{m})$$



$$P = 820 - 4L \text{ kg/m}^2 \quad (L < 80\text{m})$$

$$P = 500 \text{ kg/m}^2 \quad (L > 80\text{m})$$



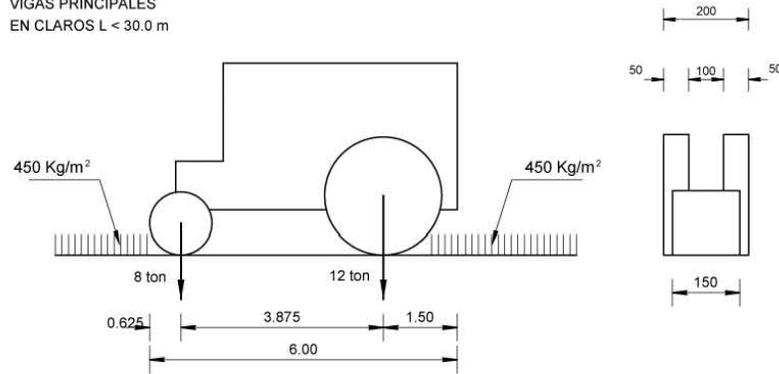
LA SOBRECARGA A CONSIDERAR SERÁ LA QUE PRODUZCA EL EFECTO MÁS DESFAVORABLE EN EL ELEMENTO DE LA ESTRUCTURA QUE SE CONSIDERE. EN GENERAL, EN EL CÁLCULO DE LOS LARGUEROS, TRAVESAÑOS Y VIGAS PRINCIPALES DE PEQUEÑOS CLAROS, ES EL PRIMER TIPO DE SOBRECARGA LA QUE PRODUCE EL EFECTO MÁS DESFAVORABLE. EN EL CÁLCULO DE VIGAS PRINCIPALES DE CLAROS MAYORES, ES EL SEGUNDO TIPO.

Figura 2.1

REGLAMENTO ESPAÑOL

TIPO 1

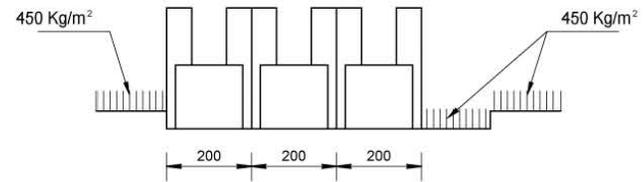
VIGAS PRINCIPALES
EN CLAROS $L < 30.0$ m



PARA ANCHO DE CALZADA < 8.0 m Y NO MÚLTIPLO DE 2.0m

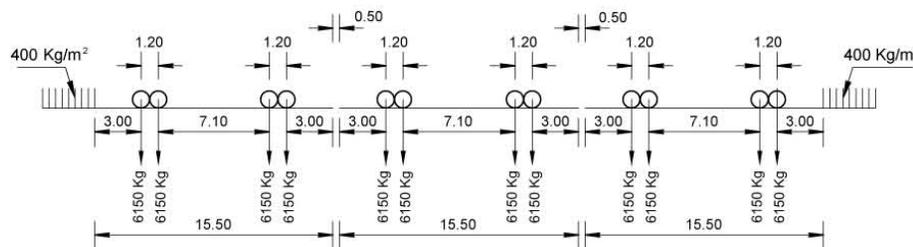
PARA ANCHO DE CALZADA > 8.0 m (MÁS DE 4 CARRILES) EL PROYECTISTA DEBE PRESENTAR JUSTIFICACION PARA LAS CARGAS CONSIDERADAS.

CAMIONES EN EL MAYOR NÚMERO QUE QUEPAN EN EL ANCHO DE CALZADA, PRECEDIDOS Y SEGUIDOS DE UNA SOBRECARGA UNIFORME.

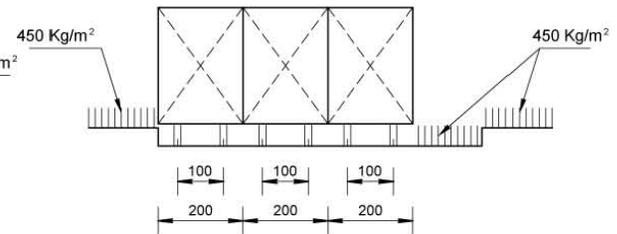


TIPO 2

VIGAS PRINCIPALES DE CLAROS 30.0 m $< L < 100.0$ m
(PARA $L > 100.0$ m ESTUDIAR PARA CADA CASO PARTICULAR
LA DISPOSICIÓN DE CAMIONES TIPO CONSIDERANDO LAS
CONDICIONES LOCALES)



CAMIONES EN EL MAYOR NÚMERO QUE QUEPAN EN EL ANCHO DE CALZADA, PRECEDIDOS Y SEGUIDOS DE UNA SOBRECARGA UNIFORME.



PARA EL CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DEL TABLERO, CONSIDERAR UNA CARGA ÚNICA DE 13 ton. EN LA POSICIÓN MÁS DESFAVORABLE.
EL REGLAMENTO PERMITE LA SUSTITUCIÓN DE CAMIONES POR UNA SOBRECARGA UNIFORME POR METRO DE CLARO Y PRESENTA TABLAS DE LOS RESPECTIVOS VALORES EN FUNCIÓN DE LOS CLAROS. LOS MOMENTOS FLEXIONANTES Y ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS PRODUCIDOS POR UNO U OTRO TIPO DE SOBRECARGA SON SENSIBLEMENTE IGUALES PARA EL CASO DE UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA.

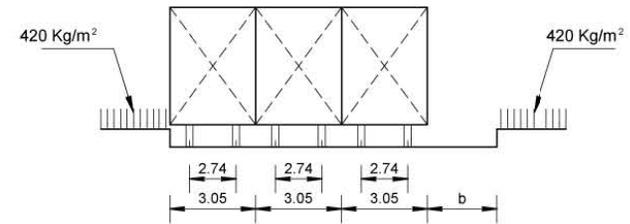
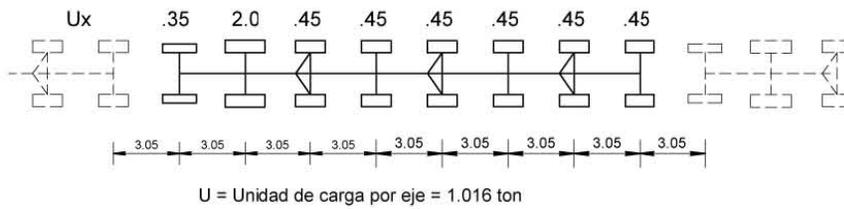
Figura 2.2

REGLAMENTO INGLÉS

TIPO A

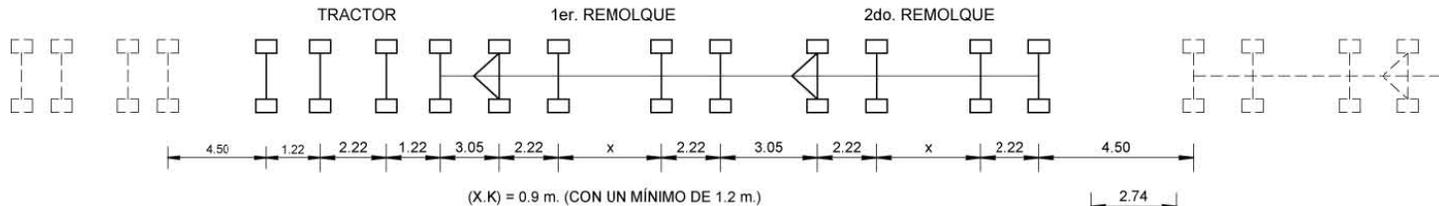
LA NORMA CONTEMPLA TABLAS DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES (A MEDIO CLARO O A 1/4 DE CLARO) Y DE LOS ESFUERZOS CORTANTES (A MEDIO CLARO Y EN LOS APOYOS) PRODUCIDOS POR LA CONCENTRACIÓN DE SOBRECARGAS, PARA CLAROS COMPRENDIDOS ENTRE 1.22 m A 91.44 m; REPRESENTA PARA LOS MISMOS CLAROS UN VALOR DE SOBRECARGA UNIFORME EQUIVALENTE A LAS SOBRECARGAS CONCENTRADAS.

CAMIONES EN EL MAYOR NÚMERO QUE QUEPAN EN EL ANCHO DE CALZADA.



TIPO B

(ESPECIALMENTE CONSIDERADO EN EL CÁLCULO DE PUENTES EN "ULTRAMAR")



LA NORMA INDICA ÚNICAMENTE LA GEOMETRÍA Y EL VALOR RELATIVO DE LAS CARGAS. EN EL CÁLCULO DE UN PUENTE EL INGENIERO DEBERÁ CONSIDERAR UN COEFICIENTE PARA MULTIPLICAR LAS CARGAS INDICADAS. EL MINISTERIO DE TRANSPORTE RECOMIENDA PARA TODAS LAS CARRETERAS DE GRAN BRETAÑA, UN COEFICIENTE MÍNIMO DE $K = 25$. LA NORMA ES VÁLIDA PARA CLAROS DE HASTA 91.44 m.

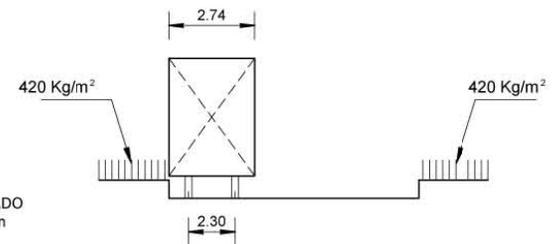


Figura 2.4

REGLAMENTO SUIZO

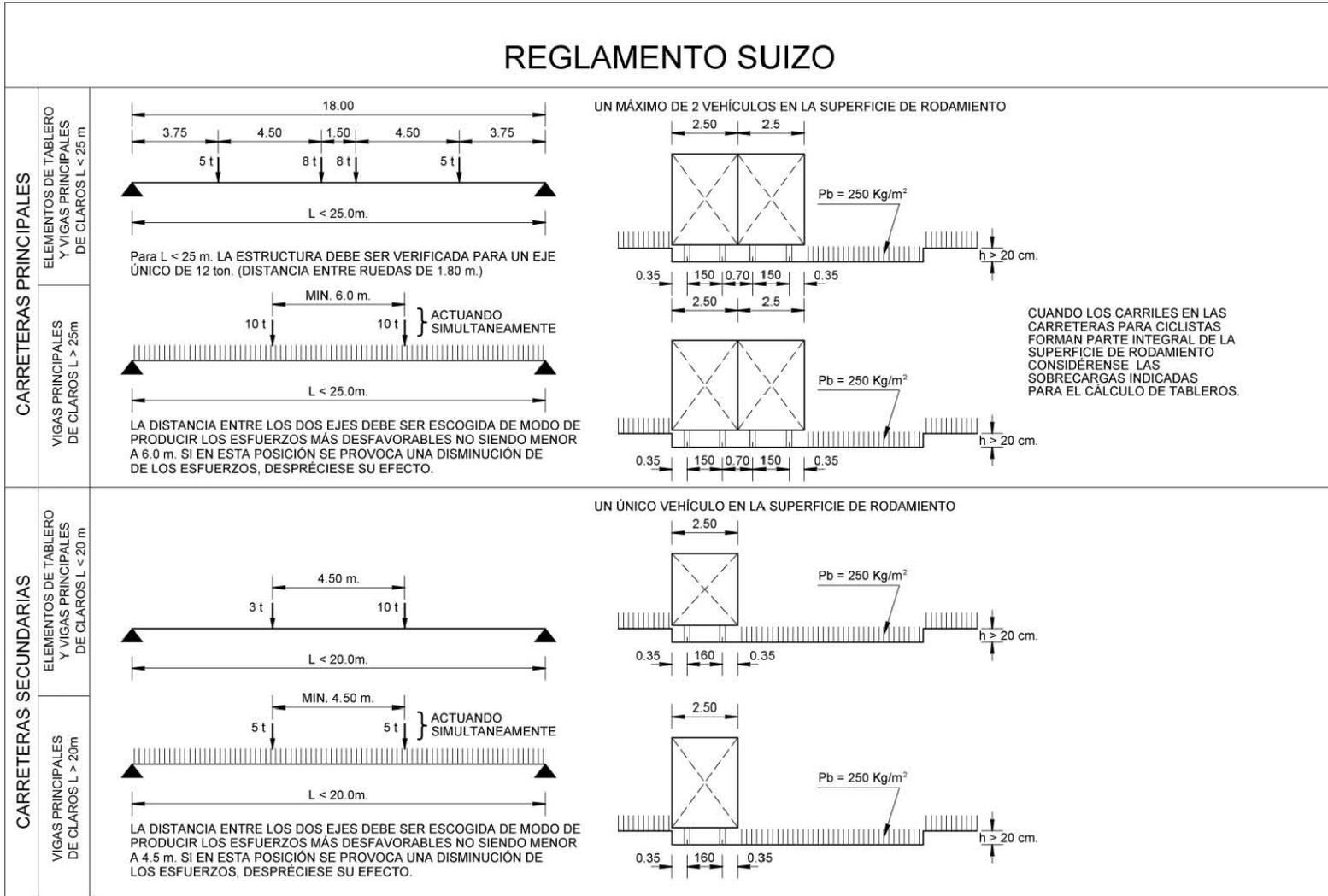
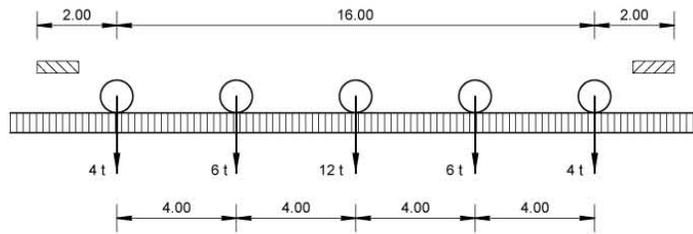
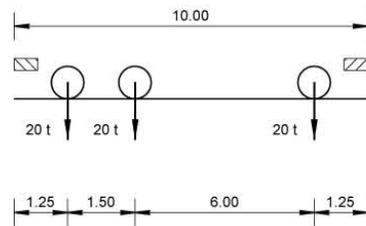
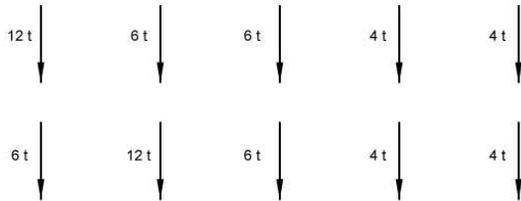


Figura 2.5

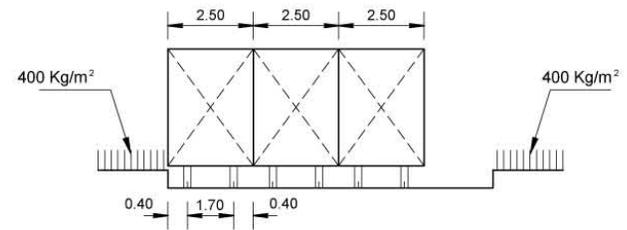
REGLAMENTO BELGA



LA POSICIÓN RELATIVA DE LOS EJES ES VARIABLE DE MODO DE OBTENER LOS ESFUERZOS MÁXIMOS



EL MAYOR NÚMERO ES UN CONVOY Y SU COMPORTAMIENTO A LO LARGO DE LA FAJA DE RODAMIENTO.



LA POSICIÓN DE LOS CAMIONES TANTO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL COMO TRANSVERSAL ES EL CORRESPONDIENTE A LAS SOLICITACIONES MÁS DESFAVORABLES.

EL MAYOR NÚMERO ES UN CONVOY Y SU COMPORTAMIENTO A LO LARGO DE LA FAJA DE RODAMIENTO.

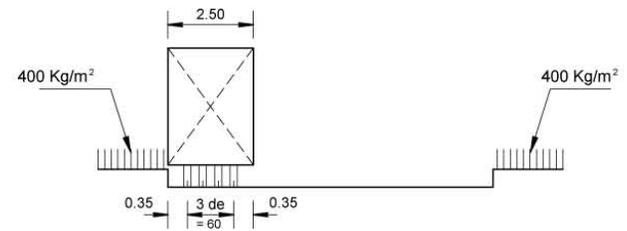
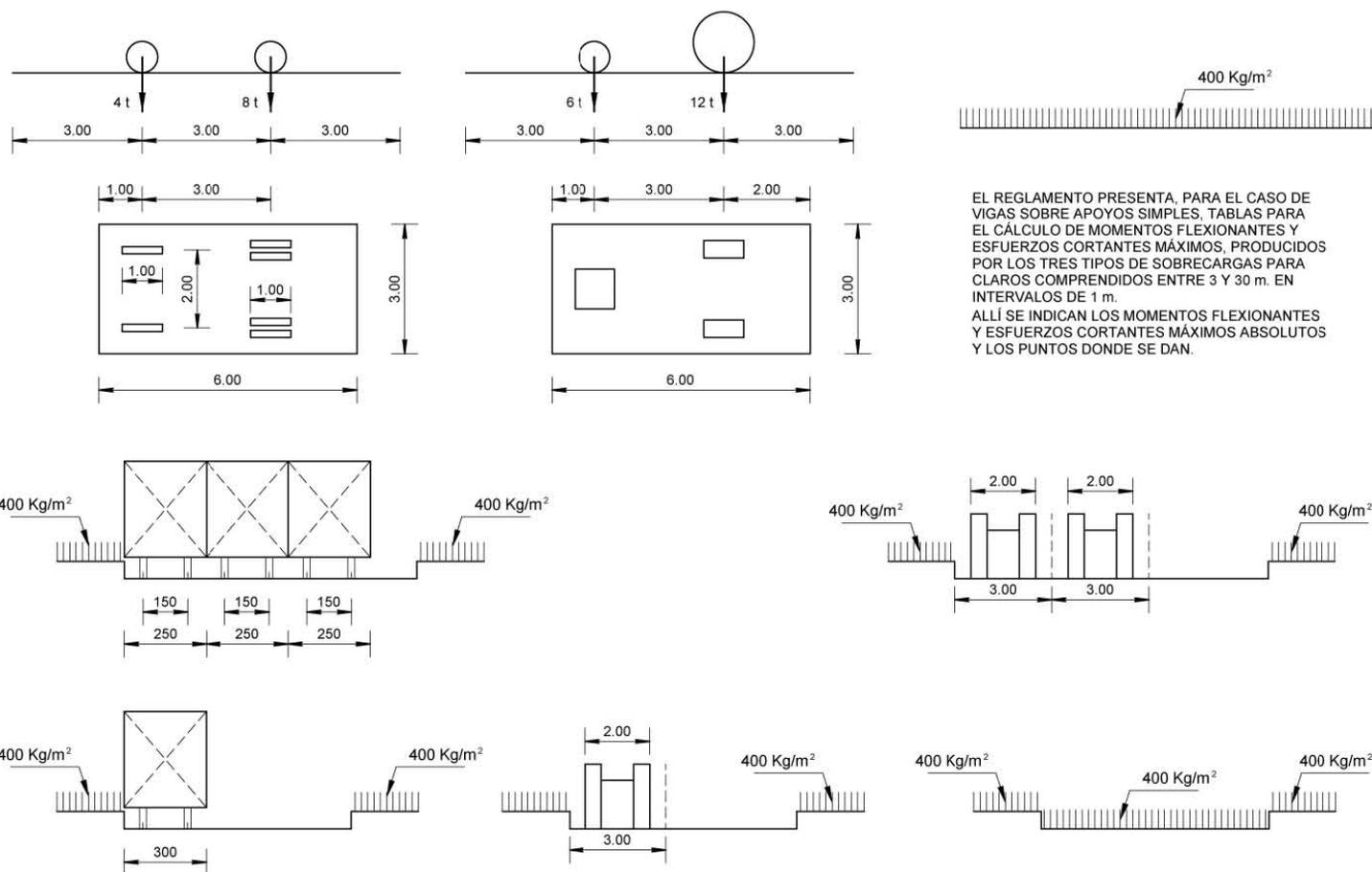


Figura 2.6

REGLAMENTO ITALIANO



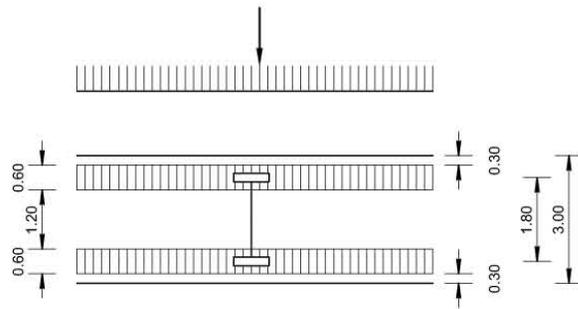
EL REGLAMENTO PRESENTA, PARA EL CASO DE VIGAS SOBRE APOYOS SIMPLES, TABLAS PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS, PRODUCIDOS POR LOS TRES TIPOS DE SOBRECARGAS PARA CLAROS COMPRENDIDOS ENTRE 3 Y 30 m. EN INTERVALOS DE 1 m. ALLÍ SE INDICAN LOS MOMENTOS FLEXIONANTES Y ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS ABSOLUTOS Y LOS PUNTOS DONDE SE DAN.

Figura 2.7

REGLAMENTO SUECO

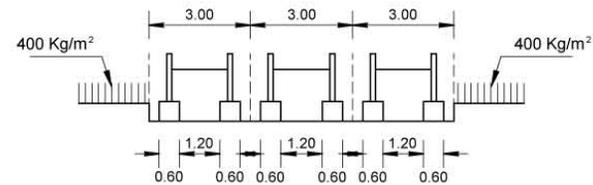
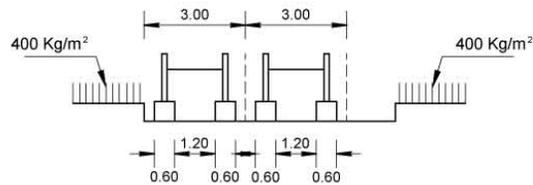
$$\begin{cases} 2.4 \text{ t/m L} & (\text{PARA } L < 8\text{m}) \\ 2.4 \text{ t/m} - 0.05 L & (\text{PARA } 8\text{m} < L < 28\text{m}) \\ 1.6 \text{ t/m L} & (\text{PARA } L > 28\text{m}) \end{cases}$$

L = EXTENSIÓN CARGADA (EXTENSIÓN DE LA SUPERFICIE DE INFLUENCIA) DEL ELEMENTO CONSIDERADO.



CUANDO EL CONVOY OCUPA UN MÁXIMO DE DOS CARRILES DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO.

CUANDO EL CONVOY OCUPE MÁS DE DOS CARRILES DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO, SE PONDRÁ ATENCIÓN EN LA PROBABILIDAD DE QUE VARIOS CARRILES NO ESTÉN SIMULTÁNEAMENTE SOMETIDAS A UNA CARGA MÁXIMA, YA QUE SE REDUCIRÁN LAS SOBRECARGAS EN UN 50% DE SU VALOR EN LOS CARRILES EXCEDENTES.



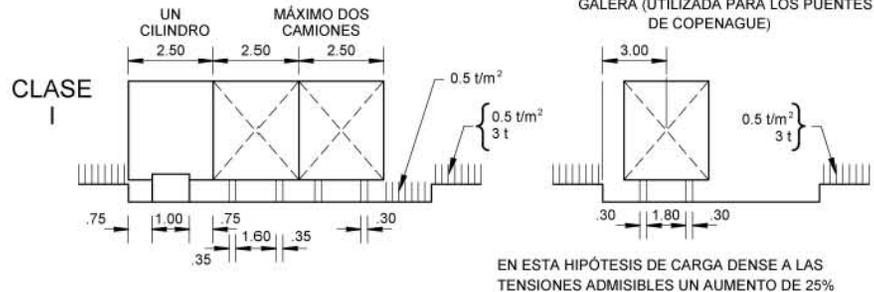
CUANDO LA LONGITUD DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO ES INFERIOR A 5 m DEBE CONSIDERARSE LA FORMA MÁS DESFAVORABLE. UN ÚNICO EJE DE 7 ton CARECE DE COEFICIENTE DINÁMICO.

Figura 2.8

REGLAMENTO DANÉS (1 DE 2)

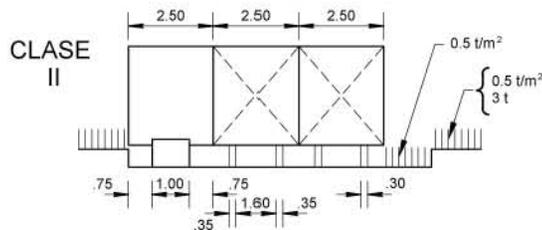


PESO TOTAL	20 t	12 t	40 t
EJE DELANTERO	10 t	2 X 1.5 t	2 X 8 t
EJE TRASERO	10 t	2 x 4.5 t	2 x 12 t
LONG. DE RODADA	100 cm		



LA SOBRECARGA A CONSIDERAR ES LA QUE PRODUZCA EL EFECTO MÁS DESFAVORABLE

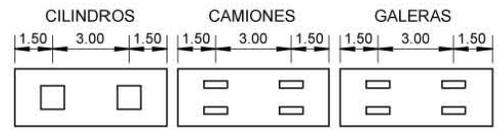
PESO TOTAL	20 t	12 t
EJE DELANTERO	10 t	2 X 1.5 t
EJE TRASERO	10 t	2 x 4.5 t
LONG. DE RODADA	100 cm	



EL CILINDRO COMPRESOR Y LOS CAMIONES SUPÓNGANSE PRECEDIDOS Y SEGUIDOS DE SOBRECARGA UNIFORME Y PODRÁ OCUPAR TODAS LAS POSICIONES POSIBLES EN LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO DE FORMA DE OBTENERSE LOS ESFUERZOS MÁS DESFAVORABLES.

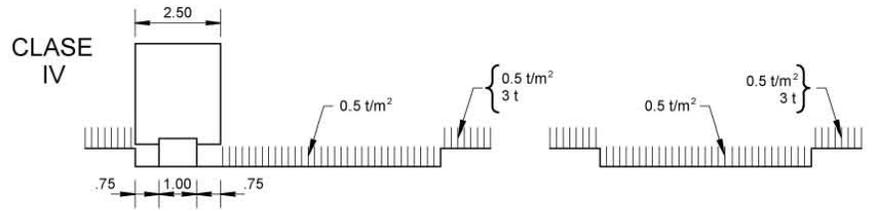
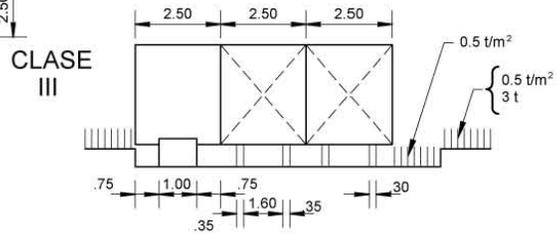
Figura 2.9

REGLAMENTO DANÉS (2 DE 2)

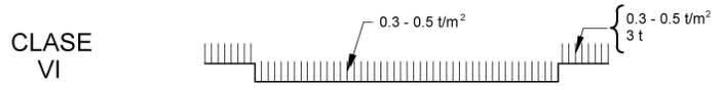


PESO TOTAL	15 t	12 t
EJE DELANTERO	6 t	2 X 1.5 t
EJE TRASERO	9 t	2 x 4.5 t
LONG. DE RODADA	90 cm	

PESO TOTAL	10 t
EJE DELANTERO	4 t
EJE TRASERO	6 t
LONG. DE RODADA	60 cm



EN EL CÁLCULO SUPÓNGASE UNA U OTRA DE LAS HIPÓTESIS DE CARGA, CONSIDERANDO EL USO QUE SE LE DARÁ AL PUENTE (ESTA CLASE ESTÁ DESTINADA A USOS PRINCIPALES)



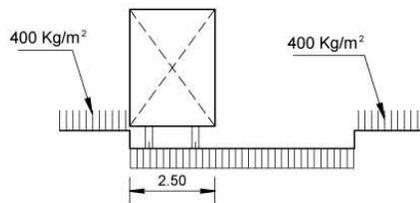
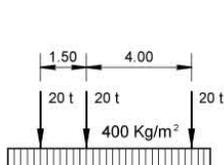
EL CILINDRO COMPRESOR Y LOS CAMIONES SUPÓNGANSE PRECEDIDOS Y SEGUIDOS DE SOBRECARGA UNIFORME Y PODRÁ OCUPAR TODAS LAS POSICIONES POSIBLES EN LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO DE FORMA DE OBTENERSE LOS ESFUERZOS MÁS DESFAVORABLES.

Figura 2.10

REGLAMENTO HOLANDÉS (1 DE 2)

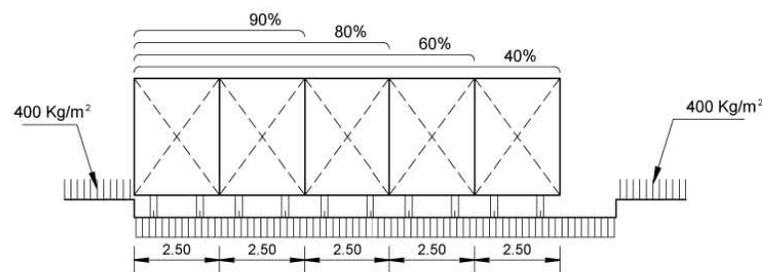
CLASE "A"

TOMANDO EN CUENTA LA PROBABILIDAD DE QUE VARIOS CARRILES NO PRESENTEN SIMULTÁNEAMENTE UNA CARGA MÁXIMA, PODRÁN TOMARSE LOS SIGUIENTES PORCENTAJES DE SOBRECARGA.



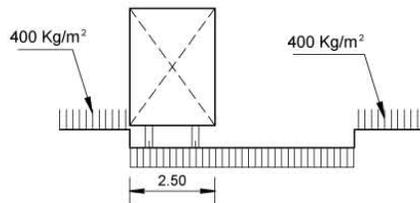
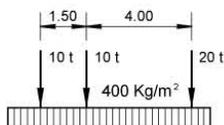
ANCHO DE CALZADA < 5m

CAMIONES EN EL MAYOR NÚMERO QUE QUEPAN EN EL ANCHO DE CALZADA.

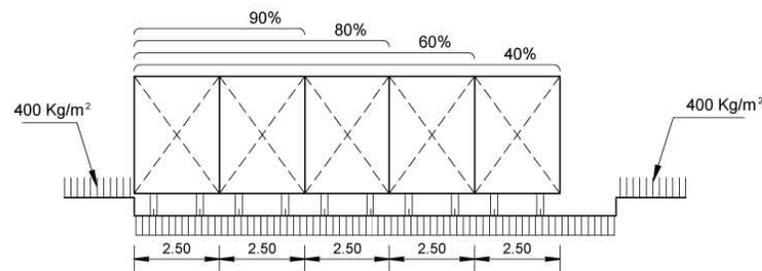


ANCHO DE CALZADA > 5m

CLASE "B"



ANCHO DE CALZADA < 5m



ANCHO DE CALZADA > 5m

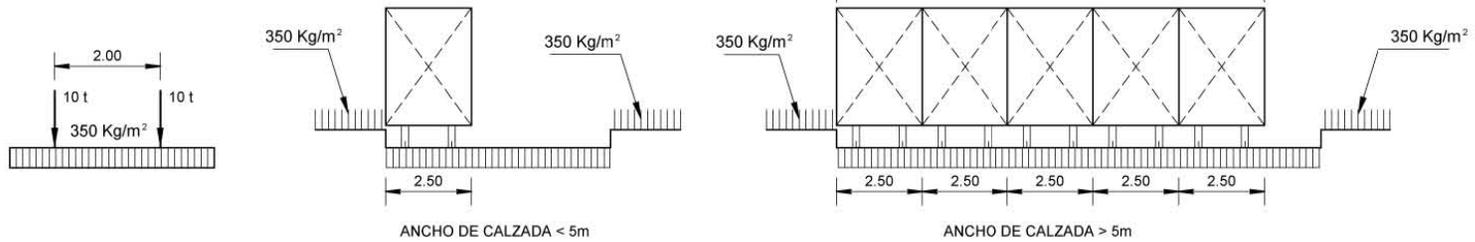
LA POSICIÓN DE LOS VEHÍCULOS, TANTO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL COMO EN EL TRANSVERSAL SERÁ LA CORRESPONDIENTE A LA SOLICITACIÓN MÁXIMA. EN EL SENTIDO LONGITUDINAL SE ELIMINAN LAS CARGAS QUE PROVOQUEN UNA DISMINUCIÓN DE ESFUERZOS. SI UN NÚMERO MENOR DE LADO A LADO (CON LA CORRESPONDIENTE REDUCCIÓN) PRODUCE PARA UN ELEMENTO DADO DE LA ESTRUCTURA EL EFECTO MÁS DESFAVORABLE QUE EL NÚMERO TOTAL DE VEHÍCULOS QUE PODRÍAN OCUPAR LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO O LA PRIMERA HIPÓTESIS QUE SE HA CONSIDERADO.

Figura 2.11

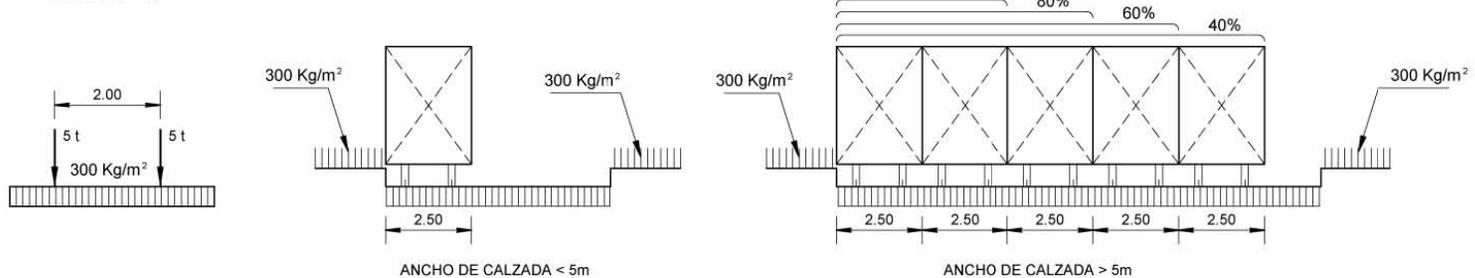
REGLAMENTO HOLANDÉS (2 DE 2)

CLASE "C"

TOMANDO EN CUENTA LA PROBABILIDAD DE QUE VARIOS CARRILES NO PRESENTEN SIMULTÁNEAMENTE UNA CARGA MÁXIMA, PODRÁN TOMARSE LOS SIGUIENTES PORCENTAJES DE SOBRECARGA.



CLASE "D"

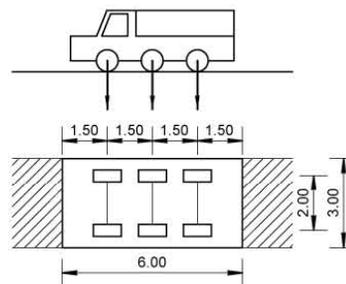


LA POSICIÓN DE LOS VEHÍCULOS, TANTO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL COMO EN EL TRANSVERSAL SERÁ LA CORRESPONDIENTE A LA SOLICITACIÓN MÁXIMA. EN EL SENTIDO LONGITUDINAL SE ELIMINAN LAS CARGAS QUE PROVOQUEN UNA DISMINUCIÓN DE ESFUERZOS. SI UN NÚMERO MENOR DE LADO A LADO (CON LA CORRESPONDIENTE REDUCCIÓN) PRODUCE PARA UN ELEMENTO DADO DE LA ESTRUCTURA EL EFECTO MÁS DESFAVORABLE QUE EL NÚMERO TOTAL DE VEHÍCULOS QUE PODRÍAN OCUPAR LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO O LA PRIMERA HIPÓTESIS QUE SE HA CONSIDERADO.

Figura 2.12

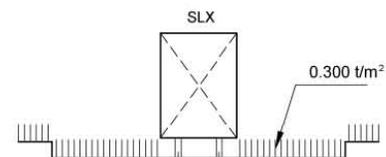
REGLAMENTO ALEMÁN (1 DE 2)

CLASE	CARGA TOTAL (t)	CARGA POR RUEDA (t)	LONGITUD DE RODADA (m)
60	60	10.0	0.60
45	45	7.5	0.50
30	30	5.0	0.40



PARA EL PRIMER CAMIÓN:
 0.40 t/m² (CLASE 2 y 6)
 0.30 t/m² (CLASE 3)

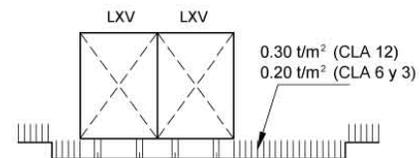
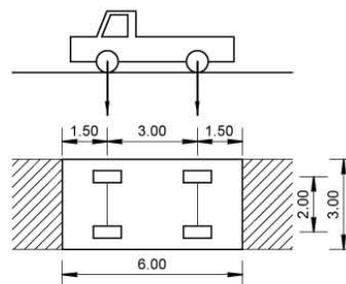
PARA EL SEGUNDO CAMIÓN:
 0.30 t/m² (CLA 12)
 0.20 t/m² (CLA 6 y 3)



DOS CAMIONES LXV EN LA POSICIÓN MÁS DESFAVORABLE PRECEDIDO Y SEGUIDO DE UNA SOBRECARGA UNIFORME.

0.300 t/m (CLASE 12) ó 0.200 t/m² (CLASE 6 Y 3) PARA EL CÁLCULO DE LAS VIGAS PRINCIPALES DEL PUENTE PARA EL CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.

CLASE	CARGA TOTAL (t)	CARGA POR RUEDA DELANTERA (t)	LONGITUD DE RODADA (m)	CARGA POR RUEDA TRASERA (t)	LONGITUD DE RODADA (m)
12	12	2.0	0.20	4.0	0.30
6	6	1.0	0.14	2.0	0.20
3	3	0.5	0.20	1.0	0.14



PARA LAS VIGAS PRINCIPALES DEL PUENTE, DE CLAROS MAYORES A 30m., O PARA SUPERFICIES DE INFLUENCIA.

Figura 2.13

REGLAMENTO ALEMÁN (2 DE 2)

1	2	3	4	5	6	7	8	
CLASE DE PUENTE		FAJA PRINCIPAL (VALOR DE CÁLCULO)			SOBRECARGA UNIFORME (p) (t/m ²)	SOBRECARGA UNIFORME (p) PARA LA CALZADA (t/m ²)	PREVER PARA:	
		VEHÍCULO INDICADO						
		ABREVIATURA DESIGNADA	PESO (t)	CARGA EQ. (t/m ²)				
60	60 t	SLV	60	3.33	0.500	0.300	AUTOPISTAS CARR. NALES.	CALZADAS URBANAS
45	45 t	SLV	45	2.50	0.500	0.300	CARRETERAS	
30	30 t	SLV	30	1.61	0.500	0.300		
12	12 t	LXV	12	0.67	0.400	0.300		
6	6 t	LXV	6	9.35	0.400	0.200		
3	3 t	LXV	3	4.20	0.300	0.200		

EN LA CLASE (30) DEBEN DIMENSIONARSE LOS TRAVESAÑOS CON UN ESPACIO MÁXIMO DE 2.0m. Y LOS LARGUEROS DESDE 3.5m.

Figura 2.14

En base a las figuras mostradas anteriormente (2.1 a 2.14), se determinaron los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximas producidas por los vehículos tipo por banda de circulación para diferentes claros y para cada uno de los reglamentos considerados.

Se consideró siempre la situación más desfavorable en la clase de puente para la cual, el reglamento prevé un tráfico más pesado. Estos valores se encuentran representados en las tablas números 2.3 y 2.4.

En las tablas números 2.1 y 2.2, y gráficamente en la figuras 2.15 y 2.16, se indican las sobrecargas equivalentes para las solicitaciones máximas, entendiéndose por sobrecarga equivalente, una carga uniforme por m^2 de calzada que produce en los puntos de esfuerzos máximos los mismos momentos flexionantes y esfuerzos cortantes que los camiones tipo reglamentarios.

La magnitud del ancho de carril definido en los diferentes reglamentos no es la misma para todos, por lo que no sería legítimo hacer una comparación al sustituir los camiones tipo reglamentarios por las sobrecargas equivalentes sin considerar este factor. Es por eso que la sobrecarga equivalente obtenida para cada caso se expresa en m^2 , ya que su valor se dividió entre el del ancho de carril correspondiente.

Resulta importante mencionar que esta es la razón por lo que, por ejemplo, el reglamento Alemán conduce a solicitaciones más elevadas que la del reglamento holandés, aunque la sobrecarga equivalente tanto para fuerza cortante como para momento flexionante de este último, sea superior a la del primero.

PAÍS	CARGA EQUIVALENTE (ton/m ²) PARA FUERZA CORTANTE Y PARA LOS CLAROS (m)					ANCHO DE CARRIL (m)
	10	25	50	75	100	
PORTUGAL	1.152	0.778	0.620	0.520	0.500	2.50
ESPAÑA	1.700	1.000	0.880	0.787	---	2.00
FRANCIA	1.680	1.152	0.800	0.597	0.504	2.50
ALEMANIA	3.533	1.840	1.187	0.969	0.853	3.00
INGLATERRA	1.508	1.049	0.944	0.901	0.892	3.05
ITALIA	1.067	0.773	0.720	0.702	0.693	3.00
SUIZA	1.360	0.640	0.544	0.459	0.408	2.50
BÉLGICA	1.760	1.184	0.848	0.715	0.640	2.50
HOLANDA	3.760	2.080	1.296	1.013	0.864	2.50
SUECIA	1.733	0.880	0.653	0.596	0.560	3.00
DINAMARCA	2.560	1.184	0.720	0.651	0.616	2.50
ESTADOS UNIDOS	1.508	0.734	0.472	0.411	0.387	3.05
BRASIL	1.680	0.800	0.608	0.523	0.472	2.50

Tabla 2.1. Sobrecarga equivalente (ton/m²) para las solicitaciones Máximas
(Fuerzas Cortantes, sin Coeficiente Dinámico)

PAÍS	CARGA EQUIVALENTE (ton/m ²) PARA MOMENTO FLEXIONANTE Y PARA LOS CLAROS (m)					ANCHO DE CARRIL (m)
	10	25	50	75	100	
PORTUGAL	1.037	0.720	0.620	0.520	0.500	2.50
ESPAÑA	1.400	0.902	0.781	0.737	0.679	2.00
FRANCIA	1.408	0.998	0.800	0.600	0.500	2.50
ALEMANIA	3.280	1.762	1.155	0.942	0.834	3.00
INGLATERRA	1.311	0.932	0.836	0.842	0.834	3.05
ITALIA	0.960	0.674	0.670	0.668	0.668	3.00
SUIZA	1.120	0.650	0.532	0.447	0.400	2.50
BÉLGICA	1.568	1.137	0.840	0.709	0.638	2.50
HOLANDA	3.136	1.935	1.265	0.997	0.856	2.50
SUECIA	1.707	0.892	0.654	0.591	0.560	3.00
DINAMARCA	2.048	1.085	0.690	0.629	0.597	2.50
ESTADOS UNIDOS	1.154	0.692	0.419	0.383	0.365	3.05
BRASIL	1.472	0.727	0.572	0.504	0.457	2.50

Tabla 2.2. Sobrecarga equivalente (ton/m²) para las solicitaciones Máximas
(Momentos Flexionantes, sin Coeficiente Dinámico)

PAÍS	FUERZA CORTANTE (ton) PARA LOS CLAROS (m)					ANCHO DE CARRIL (m)
	10	25	50	75	100	
PORTUGAL	14.40	24.32	38.75	48.75	62.50	2.50
ESPAÑA	17.00	25.00	44.00	59.00	---	2.00
FRANCIA	21.00	36.00	50.00	56.00	63.00	2.50
ALEMANIA	53.00	69.00	89.00	109.00	128.00	3.00
INGLATERRA	23.00	40.00	72.00	103.00	136.00	3.05
ITALIA	16.00	29.00	54.00	79.00	104.00	3.00
SUIZA	17.00	20.00	34.00	43.00	51.00	2.50
BÉLGICA	22.00	37.00	53.00	67.00	80.00	2.50
HOLANDA	47.00	65.00	81.00	95.00	108.00	2.50
SUECIA	26.00	33.00	49.00	67.00	84.00	3.00
DINAMARCA	32.00	37.00	45.00	61.00	77.00	2.50
ESTADOS UNIDOS	23.00	28.00	36.00	47.00	59.00	3.05
BRASIL	21.00	25.00	38.00	49.00	59.00	2.50

Tabla 2.3. Fuerzas Cortantes producidos por la carga viva en la zona más cargada de la superficie de rodamiento (Viga simplemente apoyada, sin Coeficiente Dinámico)

PAÍS	MOMENTOS FLEXIONANTES (ton-m) PARA LOS CLAROS (m)					ANCHO DE CARRIL (m)
	10	25	50	75	100	
PORTUGAL	32.40	140.63	484.38	914.06	1562.50	2.50
ESPAÑA	35.00	141.00	488.00	1037.00	1698.00	2.00
FRANCIA	44.00	195.00	625.00	1055.00	1563.00	2.50
ALEMANIA	123.00	413.00	1083.00	1988.00	3127.00	3.00
INGLATERRA	50.00	222.00	797.00	1805.00	3178.00	3.05
ITALIA	36.00	158.00	628.00	1410.00	2504.00	3.00
SUIZA	35.00	127.00	416.00	785.00	1251.00	2.50
BÉLGICA	49.00	222.00	656.00	1247.00	1994.00	2.50
HOLANDA	98.00	378.00	988.00	1753.00	2675.00	2.50
SUECIA	64.00	209.00	613.00	1247.00	2100.00	3.00
DINAMARCA	64.00	212.00	539.00	1106.00	1867.00	2.50
ESTADOS UNIDOS	44.00	165.00	399.00	822.00	1393.00	3.05
BRASIL	46.00	142.00	447.00	886.00	1428.00	2.50

Tabla. 2.4. Momentos Flexionantes producidos por la carga viva en la zona más cargada de la superficie de rodamiento (Viga simplemente apoyada, sin Coeficiente Dinámico)

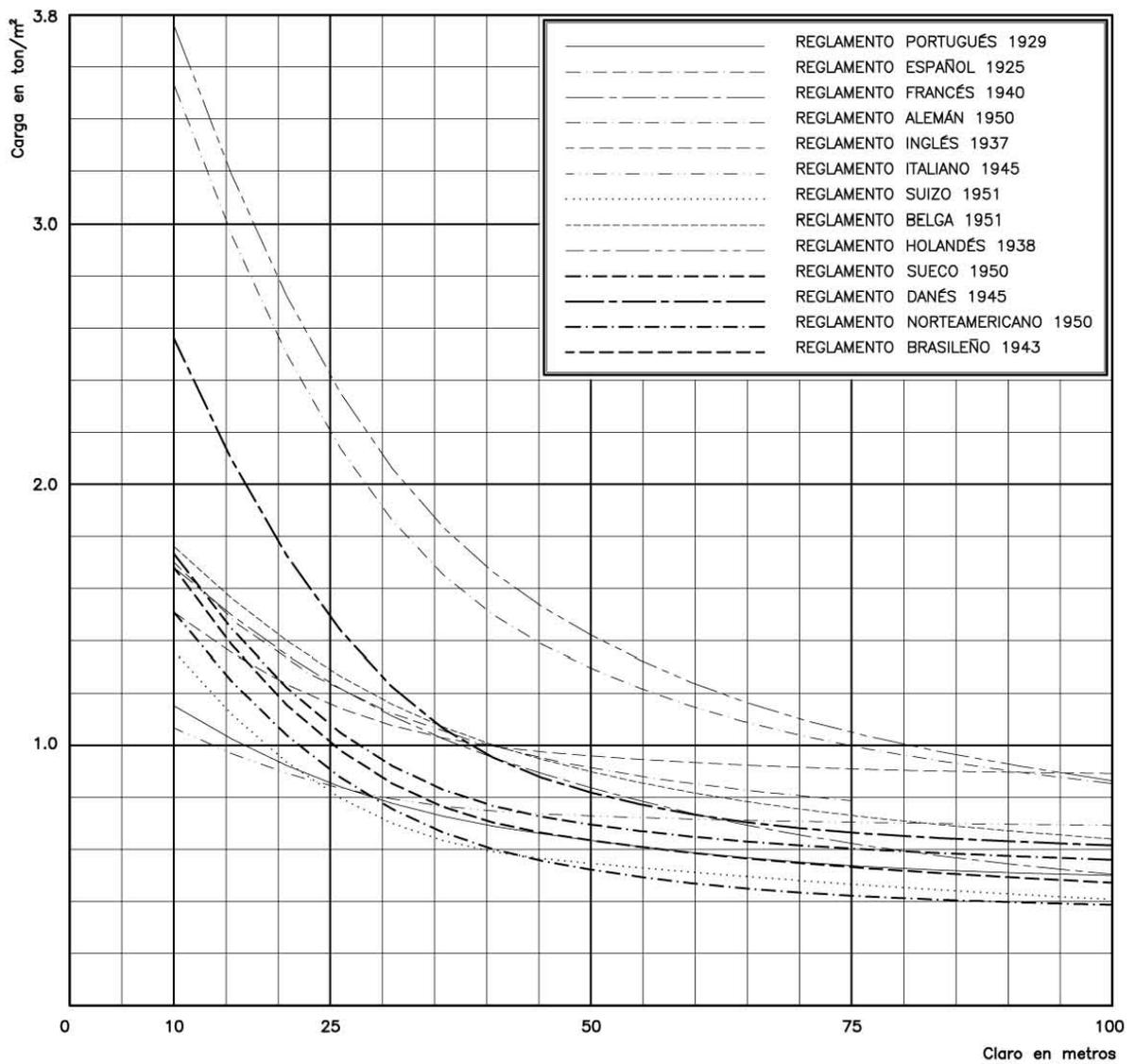


Figura 2.15. Carga equivalente para fuerza cortante
(Sin coeficiente dinámico)

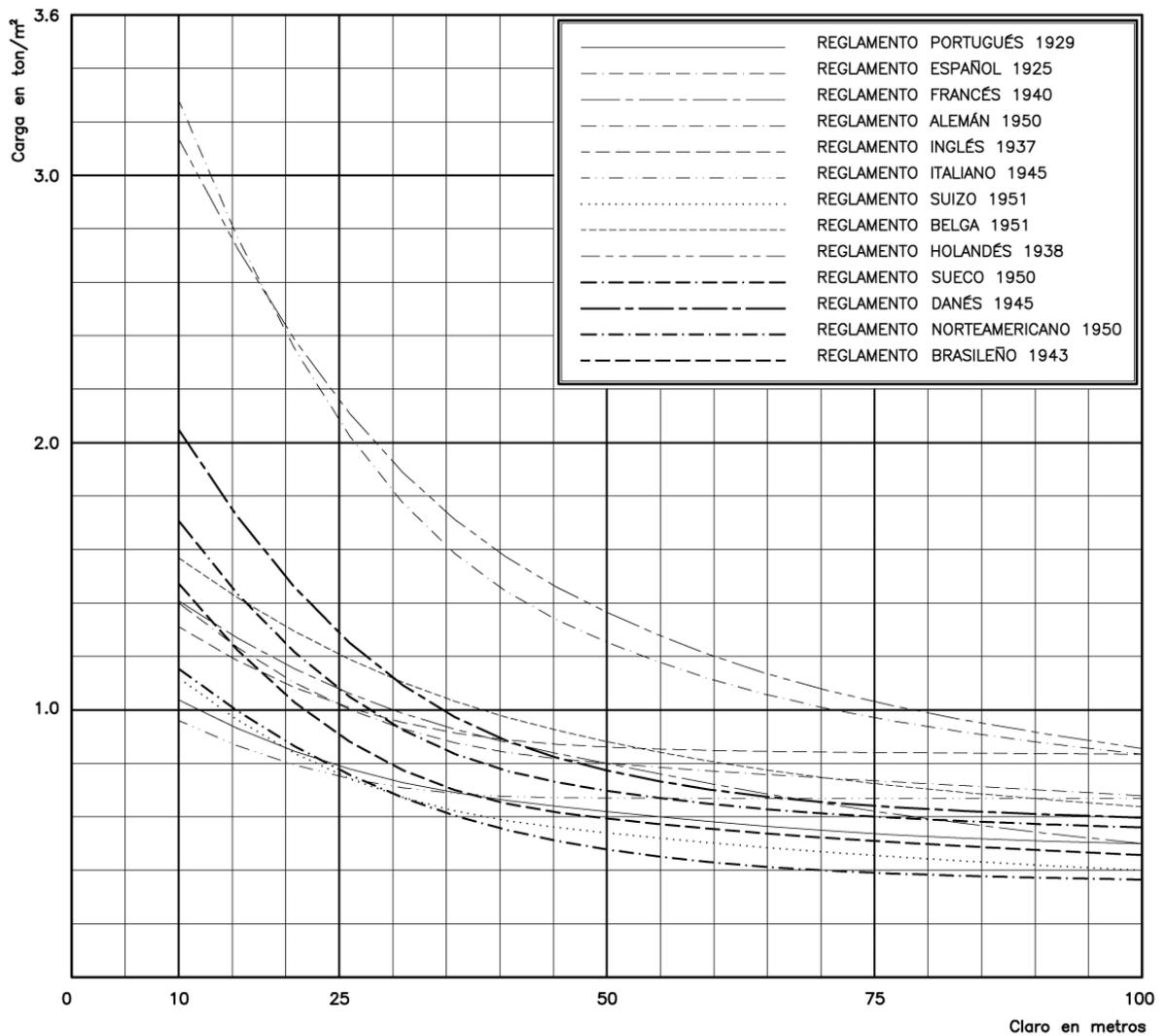


Figura 2.16. Carga equivalente para momento flexionante
(Sin coeficiente dinámico)

En las tablas 2.5 y 2.6, se indican respectivamente, los valores de los coeficientes dinámicos para diferentes claros y las expresiones de estos coeficientes considerados por los diferentes reglamentos.

Los valores de las sobrecargas equivalentes para los momentos flexionantes y fuerzas cortantes, están gráficamente representados en las figuras 2.15 y 2.16. En las figuras 2.17 y 2.18, se representan las sobrecargas equivalentes afectadas por

el coeficiente dinámico. Finalmente, en la figura 2.19, se muestra el área de variación de la sobrecarga equivalente para los reglamentos considerados.

PAÍS	VALORES DEL COEFICIENTE DINÁMICO PARA LOS CLAROS (m)				
	10	25	50	75	100
PORTUGAL	1.38	1.34	1.30	1.27	1.24
ESPAÑA	NO SE CONSIDERA				
FRANCIA	1.56	1.37	1.24	1.18	1.14
ALEMANIA	1.30	1.15	1.08	1.06	1.04
INGLATERRA	1.60	1.58	1.42	1.25	1.08
ITALIA	1.32	1.25	1.18	1.14	1.11
SUIZA	1.30	1.19	1.13	1.11	1.10
BÉLGICA	1.56	1.37	1.24	1.18	1.14
HOLANDA	1.36	1.33	1.27	1.24	1.20
SUECIA	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
DINAMARCA	1.25	1.25	1.40	1.40	1.40
ESTADOS UNIDOS	1.32	1.24	1.17	1.13	1.11
BRASIL	1.30	1.27	1.12	1.00	1.00

Tabla 2.5. Valores del Coeficiente Dinámico para varios claros

PAÍSES	COEFICIENTE DINÁMICO
Portugal	<p>Puentes Metálicos = $1.00 + \frac{60}{150 + L}$</p> <p>Puentes de Concreto Reforzado : varía de 1.0 a 1.4 con el tipo de puente, el elemento estructural y el claro.</p>
España	--- No se considera ---
Francia	$1.00 + \frac{0.40}{1 + 0.2 L} + \frac{0.60}{1 + 4 \frac{P}{S}}$ <p>S = Peso en ton. de las sobrecargas admitidas para el cálculo P = Carga permanente</p>
Alemania	<p>Puentes Metálicos (DIN 1 073) :</p> <p>$1.00 + \frac{4.5}{L + 5}$ (aplíquese la sobrecarga en la banda de circulación para la cuál es máximo el efecto en el elemento considerado)</p> <p>$1.00 + \frac{4.5}{2 (L + 5)}$ (aplíquese la sobrecarga en la banda de circulación para la cuál el efecto es de intensidad inmediatamente inferior)</p> <p>1.00 (aplíquese la sobrecarga en todas las otras bandas de circulación)</p> <p>Puentes de mampostería y concreto (DIN 1 075) : varía de 1.0 a 1.4 con el elemento o el claro.</p>
Inglaterra	<p>Puentes con un sólo carril = $1.75 - 0.002 \frac{L}{0.3}$ Con un máximo de 1.60</p> <p>Dos o tres carriles = $1.65 - 0.002 \frac{L}{0.3}$ Con un máximo de 1.50</p>
Italia	$1.00 + \frac{16}{L + 40}$
Suiza	$1.00 + \frac{5.5 + 0.05 L}{10 + L}$
Bélgica	$1.00 + \frac{0.40}{1 + 0.2 L} + \frac{0.60}{1 + \frac{4Q}{P}}$ <p>P = Peso en ton. de las sobrecargas admitidas para el cálculo Q = Carga permanente</p>
Holanda	$1.00 + \frac{40}{100 + L}$
Suecia	1.4
Dinamarca	<p>1.4 Para cilindros compresores y camiones</p> <p>1.25 Para la galera</p>
Estados Unidos	$1.00 + \frac{50}{\frac{L}{0.3048} + 125} = 1.00 + \frac{15.24}{L + 38.1}$
Brasil	<p>Elementos de tablero = 1.3</p> <p>Vigas principales = $\begin{cases} L \leq 20 \text{ m} = 1.3 \\ L \geq 70 \text{ m} = 1.0 \end{cases}$</p> <p>Arcos y Bóvedas = $\begin{cases} L \leq 50 \text{ m} = 1.2 \\ L \geq 70 \text{ m} = 1.0 \end{cases}$</p>

Tabla 2.6. Diferentes expresiones para definir el coeficiente dinámico

PAÍS	CARGA EQUIVALENTE (ton/m ²) PARA FUERZA CORTANTE Y PARA LOS CLAROS (m)					ANCHO DE CARRIL (m)
	10	25	50	75	100	
PORTUGAL	1.590	1.043	0.806	0.660	0.620	2.50
ESPAÑA	1.700	1.000	0.880	0.787	---	2.00
FRANCIA	2.621	1.578	0.992	0.705	0.575	2.50
ALEMANIA	4.593	2.116	1.282	1.027	0.887	3.00
INGLATERRA	2.413	1.658	1.341	1.126	0.963	3.05
ITALIA	1.408	0.967	0.850	0.801	0.770	3.00
SUIZA	1.768	0.762	0.615	0.509	0.449	2.50
BÉLGICA	2.746	1.622	1.052	0.843	0.730	2.50
HOLANDA	5.114	2.766	1.646	1.257	1.037	2.50
SUECIA	2.427	1.232	0.915	0.834	0.784	3.00
DINAMARCA	3.200	1.480	1.008	0.911	0.862	2.50
ESTADOS UNIDOS	1.991	0.911	0.552	0.464	0.429	3.05
BRASIL	2.184	1.016	0.681	0.523	0.472	2.50

Tabla 2.7. Sobrecarga equivalente (ton/m²) para las solicitaciones máximas
(Fuerzas Cortantes, con Coeficiente Dinámico)

PAÍS	CARGA EQUIVALENTE (ton/m ²) PARA MOMENTO FLEXIONANTE Y PARA LOS CLAROS (m)					ANCHO DE CARRIL (m)
	10	25	50	75	100	
PORTUGAL	1.431	0.965	0.806	0.660	0.620	2.50
ESPAÑA	1.400	0.902	0.781	0.737	0.679	2.00
FRANCIA	2.196	1.368	0.992	0.708	0.570	2.50
ALEMANIA	4.264	2.026	1.248	0.999	0.867	3.00
INGLATERRA	2.098	1.472	1.187	1.052	0.900	3.05
ITALIA	1.267	0.843	0.790	0.762	0.741	3.00
SUIZA	1.456	0.774	0.602	0.496	0.440	2.50
BÉLGICA	2.446	1.557	1.041	0.837	0.727	2.50
HOLANDA	4.265	2.574	1.606	1.237	1.027	2.50
SUECIA	2.389	1.248	0.915	0.828	0.784	3.00
DINAMARCA	2.560	1.357	0.966	0.881	0.836	2.50
ESTADOS UNIDOS	1.523	0.859	0.490	0.433	0.406	3.05
BRASIL	1.914	0.923	0.641	0.504	0.457	2.50

Tabla 2.8. Sobrecarga equivalente (ton/m²) para las solicitaciones máximas
(Momentos Flexionantes, con Coeficiente Dinámico)

PAÍS	FUERZA CORTANTE (ton) PARA LOS CLAROS (m)					ANCHO DE CARRIL (m)
	10	25	50	75	100	
PORTUGAL	19.87	32.59	50.38	61.91	77.50	2.50
ESPAÑA	17.00	25.00	44.00	59.00	---	2.00
FRANCIA	32.76	49.32	62.00	66.08	71.82	2.50
ALEMANIA	68.90	79.35	96.12	115.54	133.12	3.00
INGLATERRA	36.80	63.20	102.24	128.75	146.88	3.05
ITALIA	21.12	36.25	63.72	90.06	115.44	3.00
SUIZA	22.10	23.80	38.42	47.73	56.10	2.50
BÉLGICA	34.32	50.69	65.72	79.06	91.20	2.50
HOLANDA	63.92	86.45	102.87	117.80	129.60	2.50
SUECIA	36.40	46.20	68.60	93.80	117.60	3.00
DINAMARCA	40.00	46.25	63.00	85.40	107.80	2.50
ESTADOS UNIDOS	30.36	34.72	42.12	53.11	65.49	3.05
BRASIL	27.30	31.75	42.56	49.00	59.00	2.50

Tabla 2.9. Fuerzas cortantes producidos por la carga viva en la zona más cargada de la superficie de rodamiento (Viga simplemente apoyada, con Coeficiente Dinámico)

PAÍS	MOMENTOS FLEXIONANTES (ton-m) PARA LOS CLAROS (m)					ANCHO DE CARRIL (m)
	10	25	50	75	100	
PORTUGAL	44.71	188.44	629.69	1160.86	1937.50	2.50
ESPAÑA	35.00	141.00	488.00	1037.00	1698.00	2.00
FRANCIA	68.64	267.15	775.00	1244.90	1781.82	2.50
ALEMANIA	159.90	474.95	1169.64	2107.28	3252.08	3.00
INGLATERRA	80.00	350.76	1131.74	2256.25	3432.24	3.05
ITALIA	47.52	197.50	741.04	1607.40	2779.44	3.00
SUIZA	45.50	151.13	470.08	871.35	1376.10	2.50
BÉLGICA	76.44	304.14	813.44	1471.46	2273.16	2.50
HOLANDA	133.28	502.74	1254.76	2173.72	3210.00	2.50
SUECIA	89.60	292.60	858.20	1745.80	2940.00	3.00
DINAMARCA	80.00	265.00	754.60	1548.40	2613.80	2.50
ESTADOS UNIDOS	58.08	204.60	466.83	928.86	1546.23	3.05
BRASIL	59.80	180.34	500.64	886.00	1428.00	2.50

Tabla. 2.10. Momentos flexionantes producidos por la carga viva en la zona más cargada de la superficie de rodamiento (Viga simplemente apoyada, con Coeficiente Dinámico)

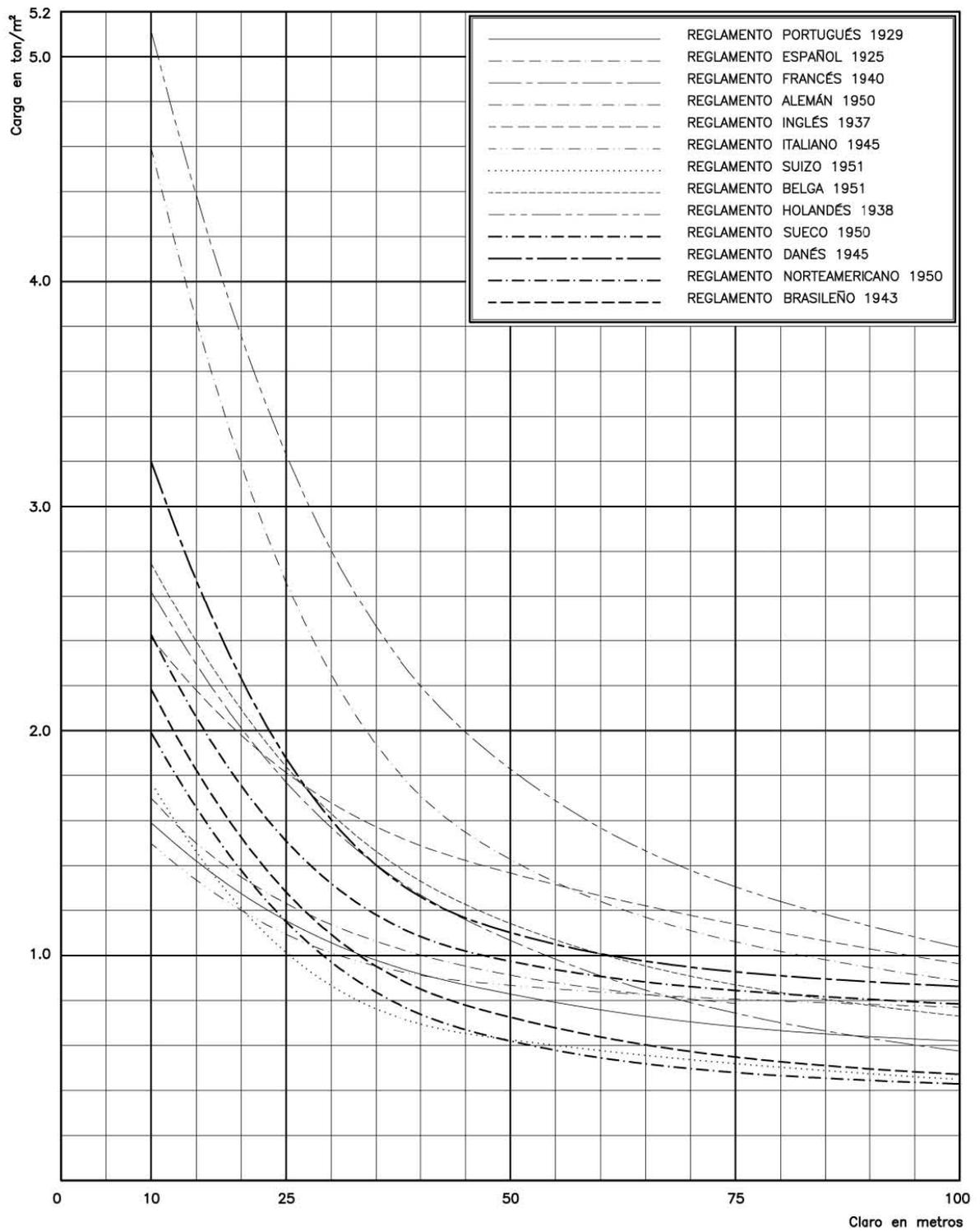


Figura 2.17. Carga equivalente para fuerza cortante
(Con coeficiente dinámico)

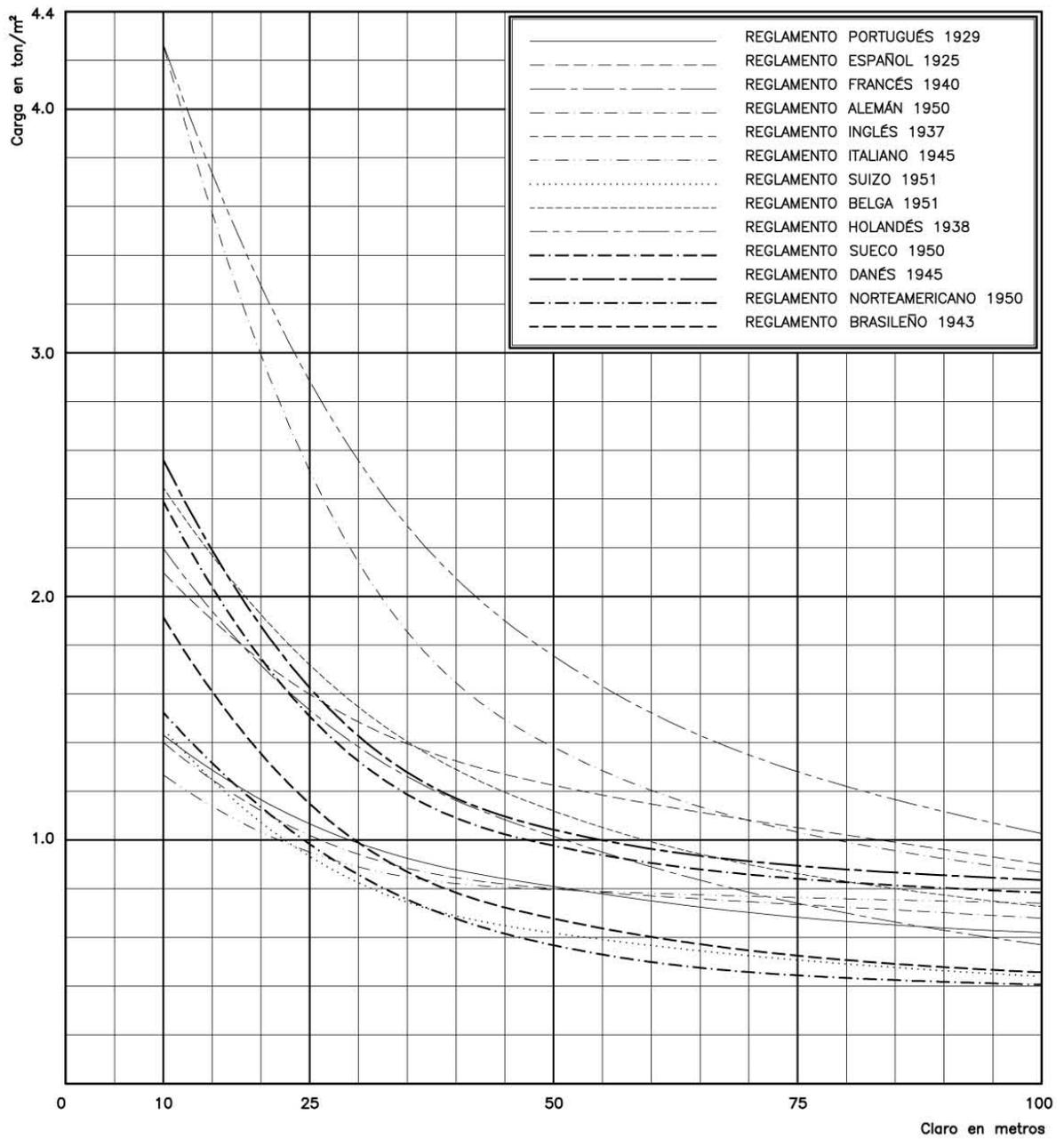


Figura 2.18. Carga equivalente para momento flexionante
(Con coeficiente dinámico)

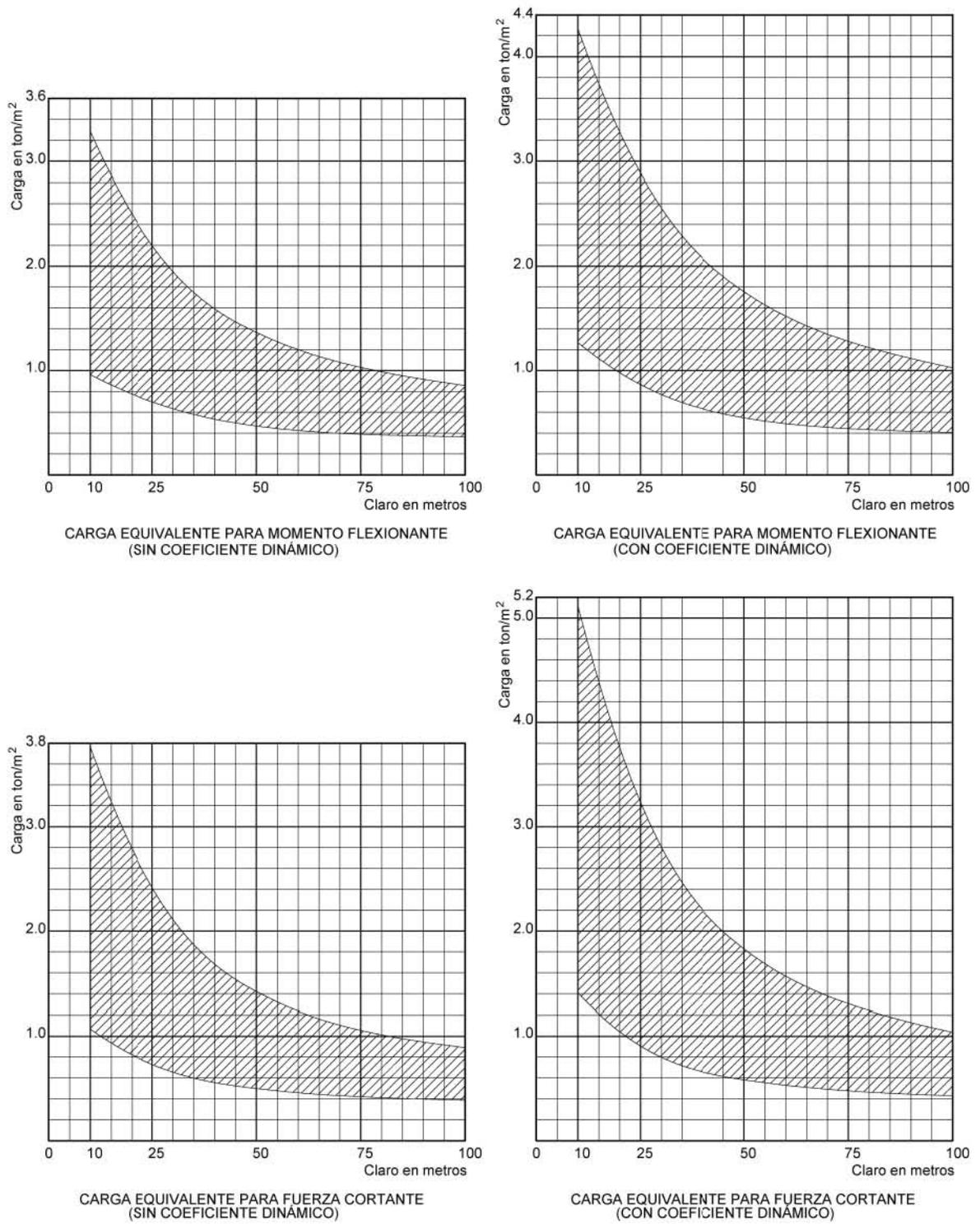


Figura 2.19. Zona de variación de la sobrecarga equivalente
Para los Reglamentos considerados

Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

Existe tendencia por considerar varias categorías de puentes y las correspondientes sobrecargas, de acuerdo con el tráfico que tienen que soportar.

La composición y el peso total de los vehículos es muy variable de reglamento a reglamento. La carga por eje es también muy variable destacando los ejes de 20 ton en los reglamentos alemán y holandés y de 24 ton en el reglamento danés.

Los momentos flexionantes y los esfuerzos cortantes producidos por la sobrecarga equivalente por carril, así como las cargas equivalentes correspondientes son, en su conjunto, muy variables de reglamento en reglamento.

Los reglamentos alemán, holandés y danés (éste para pequeños claros) conducen a valores bastante más elevados en relación a los otros países debido a la existencia de tres ejes de 20 ton en los dos primeros y dos ejes de 16 y 24 ton en el tercero.

Para cada reglamento la sobrecarga equivalente para los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes disminuyen cuando aumentan los claros.

Como regla general, la sobrecarga equivalente para las fuerzas cortantes es superior a la sobrecarga equivalente para los momentos flexionantes. Esta diferencia se acentúa en el caso de pequeños claros.

En los reglamentos de Holanda, Suecia y Estados Unidos, se considera una reducción de cargas en el caso de puentes con varios carriles de tránsito. Esta reducción también se considera, pero implícitamente en los reglamentos alemán, italiano, suizo, danés y brasileño.

Se considera la actuación simultánea de cargas concentradas y distribuidas en los reglamentos alemán, suizo, belga, holandés, sueco, danés, norteamericano y brasileño.

El reglamento francés y el belga consideran un coeficiente dinámico dependiente del peso del elemento en que se considera el efecto de la sobrecarga que soporta.

Capítulo 3

Evolución de la reglamentación de pesos y dimensiones de vehículos que circulan por la red carretera federal de México.

La construcción de caminos en México se inicia con la creación de la Comisión Nacional de Caminos en 1925. Esta Comisión, con el tiempo, se transformaría en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de nuestros días.

Las cargas vivas de proyecto para los puentes carreteros consistieron, primeramente, en un camión único de dos ejes con peso total de 13.6 ton y al publicarse la primera edición de las Especificaciones AASHO, en 1935, en la carga viva H-15, basada también en un camión de 13.6 ton (30,000 libras) o en una carga viva equivalente.

En 1956 se adoptó la carga viva de proyecto denominada H15-S12 (ahora HS-15), la cual se basaba en un camión con semirremolque con peso total de 24.5 ton y para el año de 1972 se adoptó la carga viva de proyecto máxima que proveían las Especificaciones AASHO (Ahora AASHTO), denominada HS-20, basada en camiones con semirremolques, con un peso total de 32.7 ton.

El 24 de diciembre de 1960, se publicó la primera Reglamentación de Pesos y Dimensiones de Vehículos de Circulación Nacional en nuestro país, la cual regulaba las características legales de las cargas vivas. Sin embargo, la carga viva de diseño seguía basándose en las Especificaciones AASHO vigentes en ese año.

Para el año de 1980, la operación de vehículos en nuestro país, en lo que se refiere al peso y dimensiones de los mismos, se regía en base al Capítulo XI del Reglamento del Capítulo de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación publicado en 1960. Dicho capítulo fue reformado por Decreto

Presidencial expedido en la Ciudad de México el día 29 de Septiembre de 1980 y publicado en el "Diario Oficial" de la Federación el 3 de octubre del mismo año. La reforma a que se hizo mención se llevó a cabo considerando que el auto transporte es el elemento esencial en la vinculación de los mexicanos y el recurso principal de conexión entre los centros de producción y consumo, que mueve al mayor número de pasajeros y carga dentro del sistema y que técnica y económicamente tiene una función destacada, originada de sus características de accesibilidad a los espacios geográficos, capacidad de formación de red, flexibilidad de operación y uniformidad en la satisfacción de la demanda. Aunado a lo anterior resulta imprescindible destacar que el peso y las dimensiones de las cargas que a finales de los años setentas se demandaba transportar por carretera eran muy superiores a las permitidas por la Ley. Esta última fue la causa principal que condujo al Ejecutivo nacional a decretar la Reforma de 1980.

Para determinar el peso y las dimensiones de los vehículos autorizados a transitar por los caminos de jurisdicción federal, los caminos y los vehículos se clasificaron en varios tipos. Estas clasificaciones fueron expedidas por la SCT como apéndices al Reglamento el día 31 de Octubre de 1980 Y publicadas en el "Diario Oficial" de la Federación el 28 de Noviembre de ese año, para entrar en vigor al día siguiente de su publicación. Las dimensiones de los vehículos se determinaron considerando la capacidad de los caminos y la seguridad de los usuarios mientras que las concentraciones de carga por eje de los vehículos fueron limitadas a la estabilidad de los puentes y por la construcción y conservación económica de los caminos. Además, se estableció que, a criterio de la SCT, las concentraciones de carga máxima por eje estarían sujetas a reducción durante los periodos que el estado de los caminos lo ameritara.

Como complemento al nuevo Reglamento, la SCT expidió tres apéndices. El primero de ellos se refirió a la clasificación de vehículos y caminos y en él, atendiendo a su clase, los vehículos se clasificaron en:

CLASE	NOMENCLATURA
Automóvil	A
Autobús	B
Camión	C
Tractor	T
Semirremolque	S
Remolque	R

Tabla 3.1

En las figuras siguientes, se muestran esquemáticamente todos los vehículos considerados en el Reglamento referido, indicando a su vez su nomenclatura, el número de ejes y la clase a la que pertenecen.

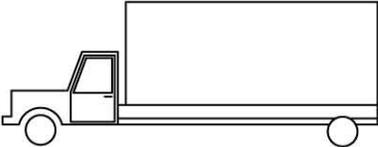
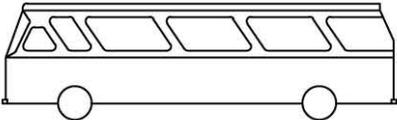
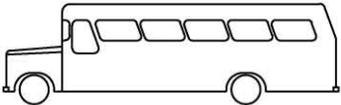
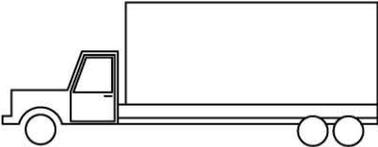
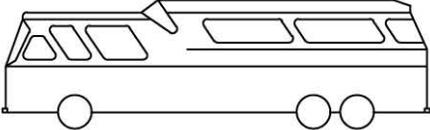
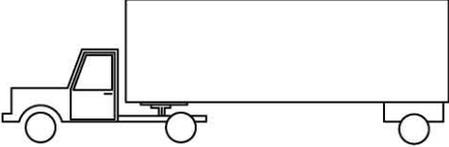
NOMEN- CLATURA	No. DE EJES	CLASE	CROQUIS DEL VEHÍCULO
A2	2	AUTOMÓVIL	
C2	2	CAMIÓN	
B2	2	AUTOBÚS INTEGRAL O SOBRE CHASÍS	
B2c	2	AUTOBÚS CONVENCIONAL	
C3	3	CAMIÓN	
B3	3	AUTOBÚS INTEGRAL	
T2-S1	3	TRACTOR Y SEMIRREMOLQUE	

Figura 3.1

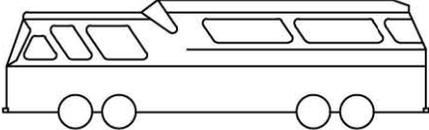
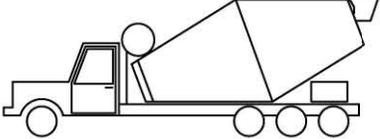
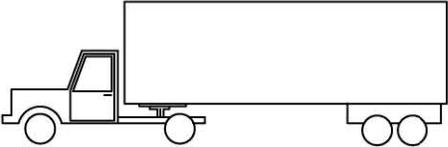
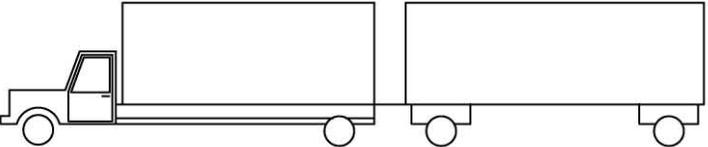
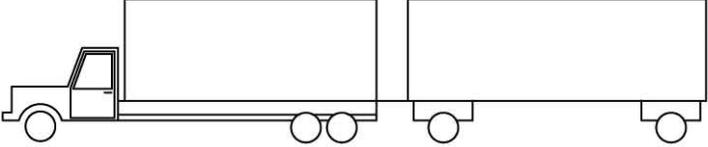
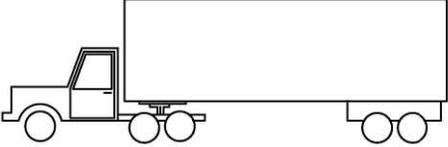
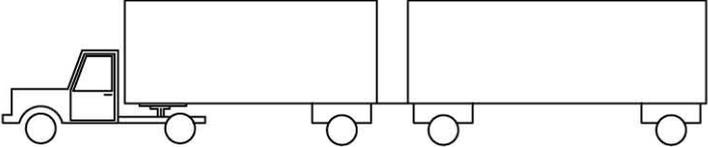
NOMEN- CLATURA	No. DE EJES	CLASE	CROQUIS DEL VEHÍCULO
B4	4	AUTOBÚS INTEGRAL	
C4	4	CAMIÓN	
T2-S2	4	TRACTOR Y SEMIRREMOLQUE	
C2-R2	4	CAMIÓN Y REMOLQUE	
C3-R2	5	CAMIÓN Y REMOLQUE	
T3-S2	5	TRACTOR Y SEMIRREMOLQUE	
T2-S1-R2	5	TRACTOR SEMIRREMOLQUE Y REMOLQUE	

Figura 3.2

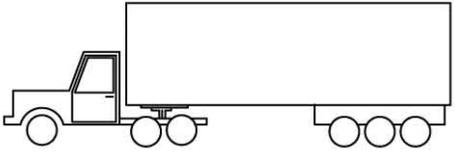
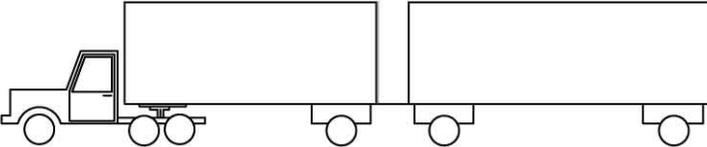
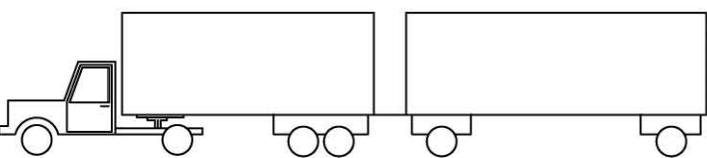
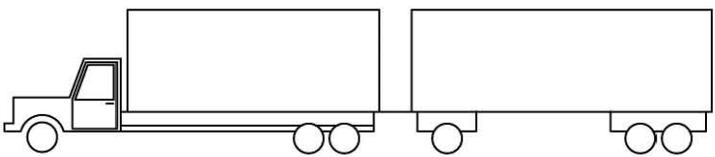
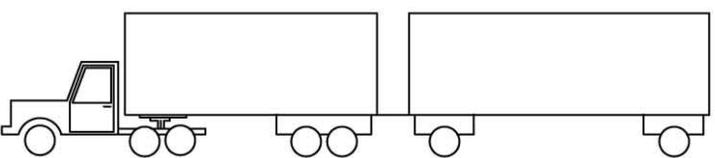
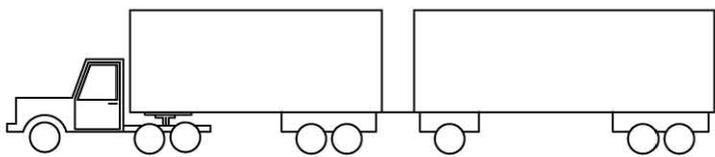
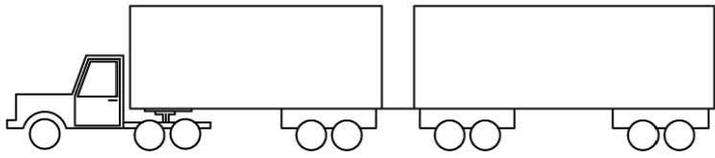
NOMEN- CLATURA	No. DE EJES	CLASE	CROQUIS DEL VEHÍCULO
T3-S3	6	TRACTOR Y SEMIRREMOLQUE	
T3-S1-R2	6	TRACTOR SEMIRREMOLQUE Y REMOLQUE	
T2-S2-R2	6	TRACTOR SEMIRREMOLQUE Y REMOLQUE	
C3-R3	6	CAMIÓN Y REMOLQUE	
T3-S2-R2	7	TRACTOR SEMIRREMOLQUE Y REMOLQUE	
T3-S2-R3	8	TRACTOR SEMIRREMOLQUE Y REMOLQUE	
T3-S2-R4	9	TRACTOR SEMIRREMOLQUE Y REMOLQUE	

Figura 3.3

En el segundo anexo al Reglamento mencionado se determinaron las concentraciones máximas de carga por eje, el peso y las dimensiones para cada vehículo de acuerdo al camino en que éstos transiten.

Estudios realizados por el Instituto Mexicano del Transporte muestran que los camiones de más circulación a escala nacional son los denominados C2, C3, T3-S2, T3-S3 y el T3-S2-R4.

En la figura 3.4 se indican esquemáticamente las dimensiones generales y el peso por eje de los vehículos que, para los fines de esta Tesis, se consideraron como los más desfavorables para el diseño de los puentes nuevos por construirse o para la conservación de los puentes ya en operación.

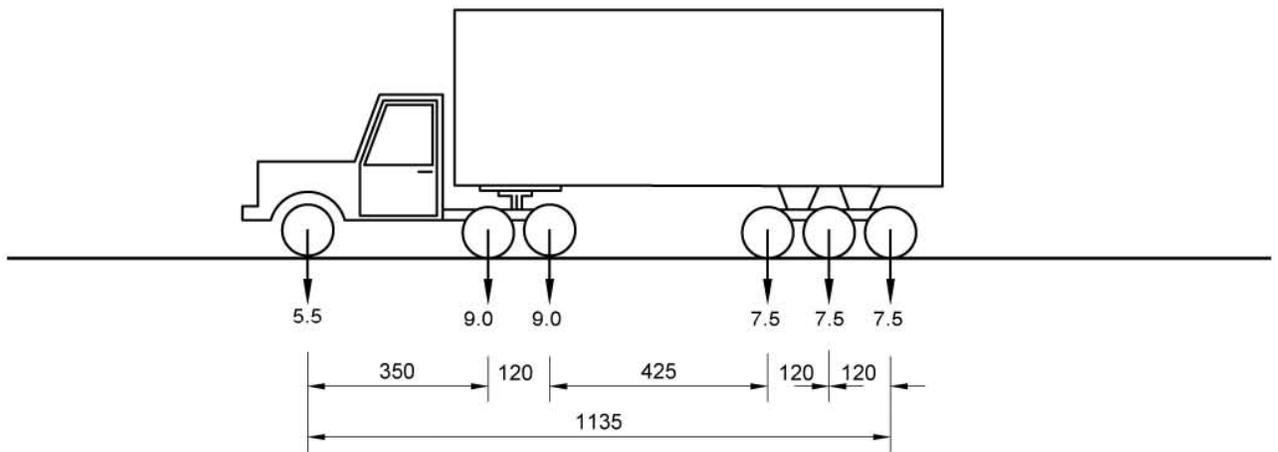
Dichos vehículos autorizados se usaron para el diseño de los puentes solo a partir de los últimos años 80's ya que, como se mencionó anteriormente, el vehículo de diseño para ese entonces era el HS-20 de las Especificaciones emitidas por la AASHTO y cambiar de un vehículo de 32.6 ton a uno de 77.5 ton no era una decisión fácil de tomar.

Inmediatamente después, en la tabla 3.2, se indican las solicitaciones provocadas por estos vehículos para varios claros y se hace la comparativa de éstas, con las obtenidas por el vehículo HS-20 de AASHTO.

CAMIONES TIPO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE LA SCT (1980)

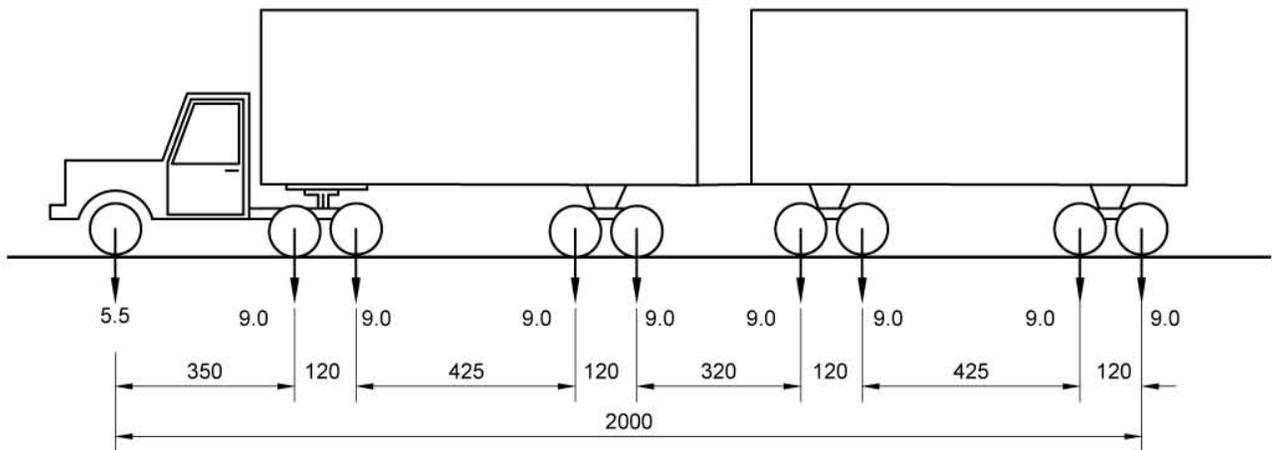
T3-S3

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 46.0 TON



T3-S2-R4

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 77.5 Ton



NOTA: DIMENSIONES Y PESOS EN: CMS. Y TONS.

Figura 3.4

CLARO	C A M I Ó N T I P O				
	HS-20	T3-S3		T3-S2-R4	
	MOMENTO [ton-m]	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20
13.000	70.301	76.202	108.39	82.387	117.19
14.000	76.606	86.203	112.53	95.820	125.08
15.000	84.865	96.221	113.38	109.262	128.75
16.000	92.967	106.873	114.96	122.711	131.99
17.000	101.076	118.226	116.97	136.167	134.72
18.000	109.175	129.594	118.70	150.680	138.02
19.000	117.299	140.977	120.19	167.125	142.48
20.000	125.419	152.371	121.49	185.004	147.51
21.000	133.533	163.775	122.65	202.894	151.94
22.000	141.661	175.189	123.67	221.554	156.40
23.000	149.784	186.609	124.59	240.907	160.84
24.000	157.931	198.036	125.39	260.261	164.79
25.000	166.078	209.469	126.13	279.617	168.37
26.000	174.223	220.908	126.80	298.975	171.60
27.000	182.361	232.350	127.41	318.334	174.56
28.000	190.499	243.797	127.98	337.694	177.27
29.000	201.868	255.248	126.44	357.055	176.88
30.000	206.793	266.702	128.97	376.417	182.03
31.000	214.944	278.158	129.41	395.779	184.13
32.000	223.091	289.618	129.82	415.143	186.09
33.000	231.238	301.080	130.20	434.507	187.90
34.000	239.387	312.544	130.56	453.872	189.60
35.000	247.539	324.010	130.89	473.237	191.18
36.000	255.690	335.478	131.21	492.603	192.66
37.000	263.843	346.948	131.50	511.970	194.04
38.000	271.999	358.420	131.77	531.337	195.35
39.000	280.155	369.893	132.03	550.704	196.57
40.000	288.309	381.367	132.28	570.072	197.73
41.000	296.460	392.842	132.51	589.440	198.83
42.000	304.612	404.319	132.73	608.808	199.86
43.000	313.546	415.797	132.61	628.177	200.35
44.000	324.083	427.276	131.84	647.546	199.81
45.000	334.620	438.755	131.12	666.915	199.31

Tabla 3.2. Momentos Flexionantes Máximos (Reglamento de 1980)

Además de las limitaciones sobre los pesos totales de los camiones, el Reglamento también limitaba los pesos por eje como se muestra en la tabla siguiente:

		Tipo de camino		
		A	B	C
Tipo de Eje	No. De llantas	ton	ton	ton
Un eje sencillo	Dos Llantas	5.5	5.0	4.0
Un eje sencillo	Cuatro Llantas	10.0	9.0	8.0
Dos ejes sencillos en tándem	Dos Llantas en cada eje	4.5/eje	3.75/eje	3.5/eje
Dos ejes sencillos en tándem	Cuatro Llantas en cada eje	9.0/eje	7.5/eje	7.0/eje
Tres o más ejes sencillos en tándem	Cuatro Llantas en cada eje	7.5/eje	No Permitido	No Permitido

Tabla 3.3

Por último, en el tercer apéndice, se contempla el caso en que por razones de interés general tengan que transportarse ocasionalmente maquinaria pesada u otros objetos indivisibles, en vehículos como los listados anteriormente o cuyas dimensiones excedan de las indicadas para los mismos. En tal caso se otorgará autorización especial con vigencia limitada al viaje de que se trate. En cada autorización especial deberá especificarse el tipo de carga a transportar y la ruta a seguir apegándose a las disposiciones dictadas por la SCT. Siempre que se otorgue una Autorización Especial debe pagarse una cuota por ton.-Km. por exceso de peso.

Para concluir, cabe mencionar que para que transiten en los caminos de Jurisdicción Federal los vehículos destinados al transporte de carga, cuya capacidad de carga útil exceda de 3,000 Kg., los propietarios de las unidades, deberán obtener un Certificado de Peso y Dimensiones. Dicho certificado será expedido por la SCT y la Dirección General de Auto transporte Federal controlará

y vigilará el peso y dimensión de los vehículos de acuerdo con el Certificado respectivo o la Autorización Especial cuando se trate de cargas extraordinarias con peso y/o dimensiones excesivas.

Posteriormente, el 26 de enero de 1994, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. Dicho Reglamento contempla un calendario para la aplicación del peso reglamentado en caminos, en donde se marcan tres periodos en los cuales la carga por tipo de camión, según su número de llantas, es reducida de manera gradual como se muestra en la siguiente tabla:

Tipo de vehículo	No. de llantas	Del 1 de nov. 1994 hasta el 31 oct. 1995	Del 1 de nov. 1995 hasta el 31 oct. 1996	Del 1 de nov. 1996 en adelante
C2	4	17	15	13.5
	6	21	19	17.5
C3	6	22	21	19
	10	30	28	26
T3-S2	18	51	48	44
T3-S3	16	53	47	40
	22	63	57	48.5
T3-S2-R4	22	73	67	59
	34	77	75	65.5

Tabla 3.4

La reducción gradual en el peso de los vehículos no pudo llevarse a cabo debido a que, el 29 de noviembre de 1994, se publicó en el Diario Oficial de la Federación la Norma Oficial Mexicana sobre el Peso y Dimensiones Máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal (NOM-012-SCT-2-1994), la cual derogó todas las disposiciones anteriores a la fecha de su publicación. Esta Norma surge con el propósito fundamental de disminuir los índices de accidentes viales ocasionados por vehículos con excesos de peso y/o dimensiones que circulan por los caminos y puentes de jurisdicción federal, y evitar el deterioro acelerado de los mismos. La

anterior Norma tiene por objeto establecer las especificaciones de peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte de pasajeros, de turismo y de carga que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal. En la tabla siguiente se muestran los pesos máximos permisibles en esta Norma para los camiones de mayor circulación nacional.

Tipo de vehículo	No. de llantas	Camino tipo A (ton)
C2	4	13.50
	6	17.50
C3	6	19.00
	10	26.00
T3-S2	10	28.50
	14	35.50
	18	44.00
T3-S3	16	40.00
	22	48.50
T3-S2-R4	22	59.00
	34	66.50

Tabla 3.5

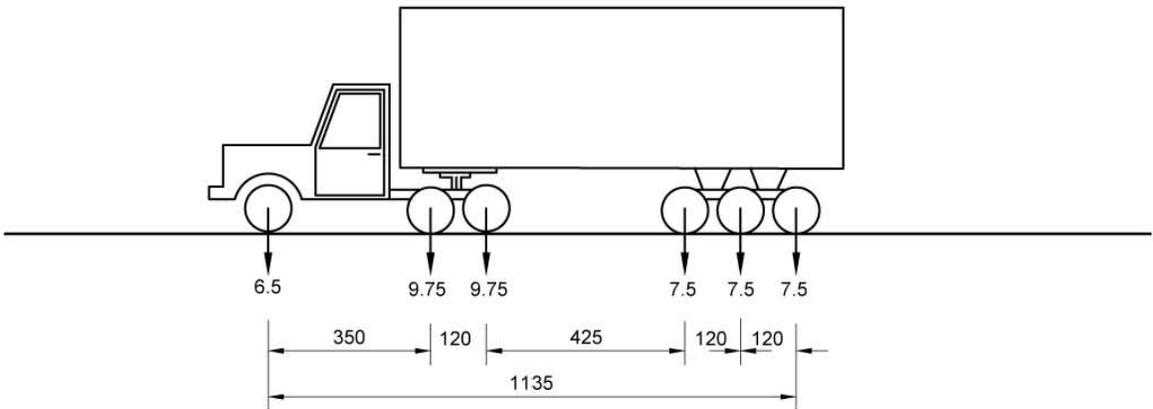
Puede notarse que los valores de pesos máximos autorizados mostrados en esta tabla son iguales a los dados en la tabla precedente y que deberían aplicarse a partir del 1 de noviembre de 1996, con la excepción del peso del camión T3-S2-R4 con 34 llantas, el cuál fue modificado de 65.5 a 66.50 ton e incluso se le permite circular a este tipo de vehículos con 72.5 ton por un periodo de 5 años, bajo ciertas condiciones. Por último, cabe indicar que en esta Norma se permite que el Peso Bruto Vehicular Máximo autorizado se incremente hasta en un cinco por ciento (5%), si el vehículo está equipado con suspensión neumática o equivalente en todos sus ejes, excepto en el eje direccional.

En esta época la secretaría de Comunicaciones y Transportes usó para el diseño de sus puentes, la carga de 66.5 ton establecida para el vehículo T3-S2-R4, aunque la Norma indicada anteriormente permitía una carga mayor (72.5 ton).

CAMIONES TIPO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE LA SCT (1994)

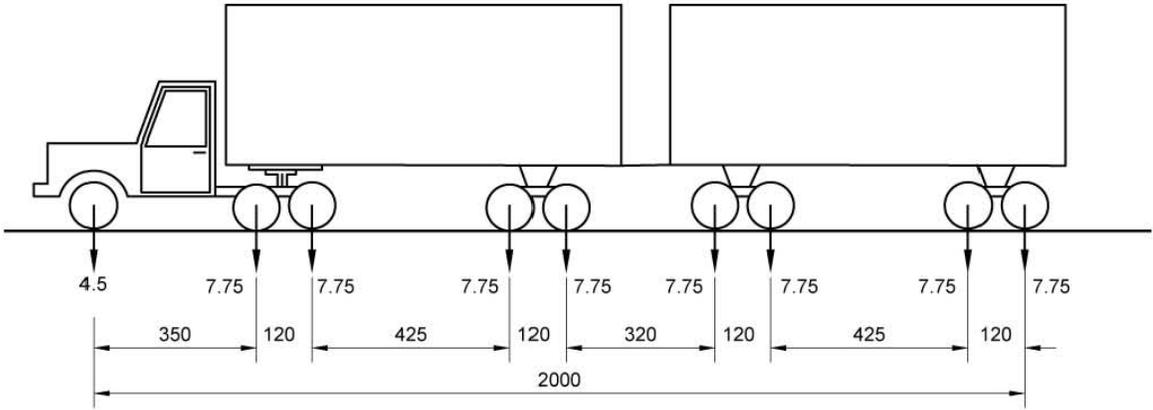
T3-S3

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 48.50 TON



T3-S2-R4

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 66.5 Ton



NOTA: DIMENSIONES Y PESOS EN: CMS. Y TONS.

Figura 3.5

CLARO	C A M I Ó N T I P O				
	HS-20	T3-S3		T3-S2-R4	
	MOMENTO [ton-m]	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20
13.000	70.301	77.803	110.67	70.945	100.92
14.000	76.606	89.691	117.08	82.512	107.71
15.000	84.865	101.657	119.79	94.087	110.87
16.000	92.967	113.644	122.24	105.668	113.66
17.000	101.076	125.646	124.31	117.255	116.01
18.000	109.175	137.662	126.09	129.753	118.85
19.000	117.299	149.690	127.61	143.913	122.69
20.000	125.419	161.727	128.95	159.309	127.02
21.000	133.533	173.773	130.14	174.715	130.84
22.000	141.661	185.826	131.18	190.727	134.64
23.000	149.784	197.885	132.11	207.331	138.42
24.000	157.931	209.950	132.94	223.936	141.79
25.000	166.078	222.019	133.68	240.543	144.84
26.000	174.223	234.093	134.36	257.152	147.60
27.000	182.361	246.171	134.99	273.761	150.12
28.000	190.499	258.252	135.57	290.372	152.43
29.000	201.868	270.336	133.92	306.984	152.07
30.000	206.793	282.422	136.57	323.597	156.48
31.000	214.944	294.512	137.02	340.210	158.28
32.000	223.091	306.603	137.43	356.824	159.95
33.000	231.238	318.697	137.82	373.439	161.50
34.000	239.387	330.792	138.18	390.054	162.94
35.000	247.539	342.889	138.52	406.670	164.29
36.000	255.690	354.987	138.84	423.287	165.55
37.000	263.843	367.087	139.13	439.904	166.73
38.000	271.999	379.189	139.41	456.521	167.84
39.000	280.155	391.291	139.67	473.139	168.88
40.000	288.309	403.395	139.92	489.757	169.87
41.000	296.460	415.500	140.15	506.375	170.81
42.000	304.612	427.605	140.38	522.994	171.69
43.000	313.546	439.712	140.24	539.613	172.10
44.000	324.083	451.819	139.41	556.232	171.63
45.000	334.620	463.927	138.64	572.852	171.19

Tabla 3.6. Momentos Flexionantes Máximos Para Caminos Tipo A
(Reglamento de 1994)

El 7 de enero de 1997 se publicó la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-1995, la cual mantuvo invariables los pesos brutos vehiculares máximos autorizados en la Norma anterior publicada en 1994, pero eliminó el incremento del 5% en el peso total del vehículo y, en su lugar, permitió el incremento de 1.5 ton por cada eje motriz y 1.0 ton por cada eje de carga. Este incremento solo se permitía cuando todos los ejes contaran con suspensión neumática, exceptuando el eje direccional. Además en el Transitorio Segundo de la Norma se permitía un incremento adicional de 4.5 ton por un periodo de 5 años.

En esta época, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes adoptó para el diseño de sus puentes el vehículo T3-S2-R4 con peso bruto vehicular de 72.5 ton permitido en la Norma, pero sin considerar el incremento permitido en cada uno de los ejes ni el incremento de 4.5 ton adicionales permitido por el Transitorio Segundo de la Norma por un periodo de 5 años.

Aquí se presenta un problema grave ya que, mientras la SCT usa un vehículo de diseño de 72.5 ton, los transportistas pueden circular con la carga máxima permitida, la cual es de 72.5 ton, más 9.0 ton permitidas por el incremento en los ejes, más las 4.5 ton permitidas en el Transitorio Segundo, resultando una descarga total de 86.0 ton, es decir, se permite a los vehículos circular con una carga con casi un 20% de incremento.

El problema se hace aún más grave si consideramos las cargas máximas permitidas por eje ya que, en el caso del vehículo T3-S2-R4, se cuenta con 6.5 ton para el eje delantero, 19.5 ton para el eje tándem motriz, y 18.0 ton para cada uno de los tres ejes tándem de carga traseros, dando una descarga de:

$$6.5+19.5+(18.0)\times 3 = 80.0 \text{ ton.}$$

Si a esto le sumamos los incrementos permitidos en la Norma, se obtiene un total de $80.0+9.0+4.5 = 93.5$ ton., es decir la carga usada para el diseño con un 29% de incremento.

Posteriormente, el 1° de abril de 2008 se publicó la Norma NOM-012-SCT-2-2008, pero como los cambios fueron nuevamente mínimos, la SCT siguió utilizando el mismo vehículo T3-S2-R4 de 72.5 ton para el diseño de sus puentes.

El grave problema expuesto anteriormente no se corrige y se sigue presentando con la publicación de esta nueva Norma.

En esta Norma, la descarga máxima permitida para el eje delantero es de 6.5 ton, para el eje tándem motriz, de 18.0 ton y para los ejes tándem de carga traseros, de 17.0 ton.

Por tanto, para este caso, se obtiene:

$$6.5+18.0+(17.0)\times 3 = 75.5 \text{ ton}$$

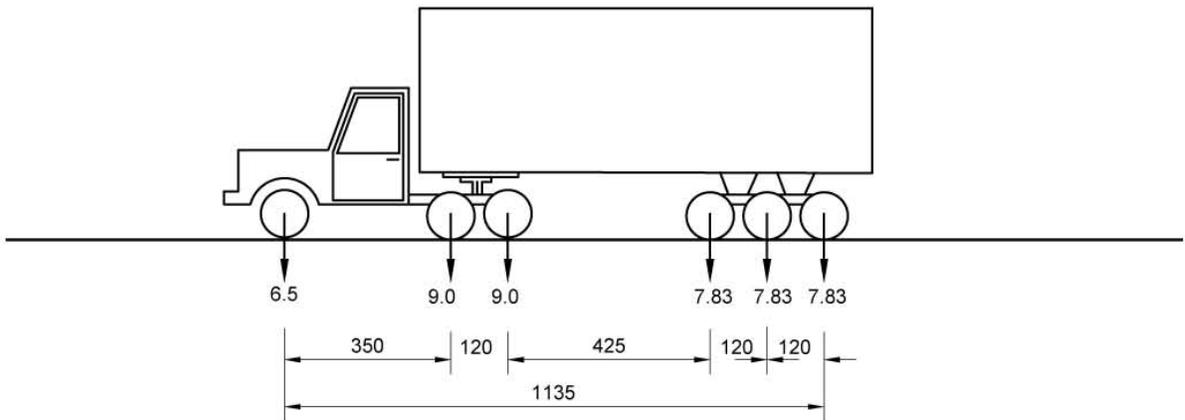
Si a esto le sumamos los incrementos permitidos en la Norma, se obtiene un total de $75.5+9.0+4.5 = 89.0$ ton., es decir la carga usada para el diseño con un 22.8% de incremento.

Por último, como respuesta a un gran número de accidentes registrados en distintas regiones del país en los cuales estaban involucrados vehículos doblemente articulados, el 30 de abril de 2012, se publicó en el Diario Oficial de la Federación un acuerdo mediante el cual se suspende por un periodo de seis meses el Transitorio Segundo de la Norma NOM-012-SCT-2-2008, el cuál autorizaba a las configuraciones vehiculares tipo T3-S2-R4 y T3-S2-R3 circular exclusivamente en caminos tipo ET y A, con un peso adicional de 4.5 ton al peso bruto vehicular máximo, de acuerdo a ciertas restricciones, por un periodo de 5 años. Con esto, la máxima carga autorizada queda en $75.5+9.0 = 84.5$ ton, por lo que la sobrecarga, con respecto al vehículo de diseño, es del 16.6%.

CAMIONES TIPO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE LA SCT (2008)
VEHÍCULO ADOPTADO PARA EL DISEÑO

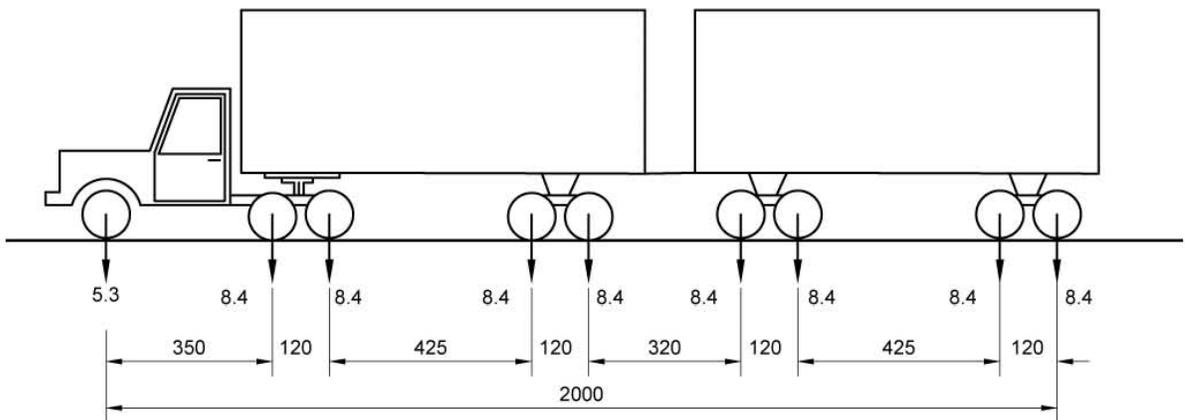
T3-S3

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 48.0 TON



T3-S2-R4

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 72.5 Ton



NOTA: DIMENSIONES Y PESOS EN: CMS. Y TONS.

Figura 3.6

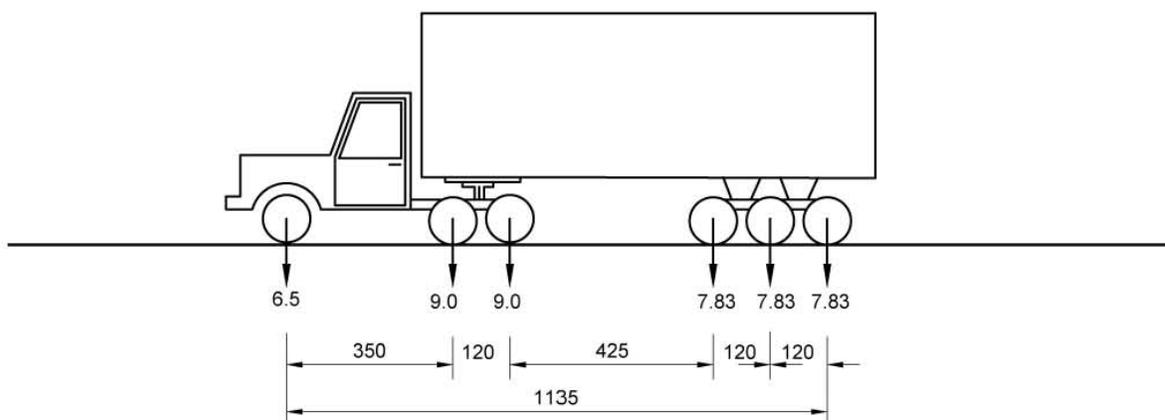
CLARO [m]	C A M I Ó N T I P O				
	HS-20	T3-S3 (48.0 ton)		T3-S2-R4 (72.5 ton)	
	MOMENTO [ton-m]	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20
13.000	70.301	78.743	112.01	76.895	109.38
14.000	76.606	89.003	116.18	89.432	116.74
15.000	84.865	99.277	116.98	101.978	120.17
16.000	92.967	109.736	118.04	114.531	123.20
17.000	101.076	121.592	120.30	127.089	125.74
18.000	109.175	133.464	122.25	140.635	128.82
19.000	117.299	145.349	123.91	155.984	132.98
20.000	125.419	157.246	125.38	172.670	137.67
21.000	133.533	169.153	126.67	189.368	141.81
22.000	141.661	181.068	127.82	206.825	146.00
23.000	149.784	192.990	128.85	224.930	150.17
24.000	157.931	204.919	129.75	243.037	153.89
25.000	166.078	216.854	130.57	261.146	157.24
26.000	174.223	228.794	131.32	279.255	160.29
27.000	182.361	240.738	132.01	297.366	163.06
28.000	190.499	252.686	132.64	315.478	165.61
29.000	201.868	264.638	131.09	333.591	165.25
30.000	206.793	276.593	133.75	351.704	170.08
31.000	214.944	288.551	134.24	369.819	172.05
32.000	223.091	300.511	134.70	387.934	173.89
33.000	231.238	312.474	135.13	406.049	175.60
34.000	239.387	324.439	135.53	424.165	177.19
35.000	247.539	336.406	135.90	442.282	178.67
36.000	255.690	348.375	136.25	460.399	180.06
37.000	263.843	360.346	136.58	478.517	181.36
38.000	271.999	372.318	136.88	496.634	182.59
39.000	280.155	384.291	137.17	514.753	183.74
40.000	288.309	396.266	137.44	532.871	184.83
41.000	296.460	408.242	137.71	550.990	185.86
42.000	304.612	420.219	137.95	569.109	186.83
43.000	313.546	432.198	137.84	587.229	187.29
44.000	324.083	444.177	137.06	605.349	186.79
45.000	334.620	456.157	136.32	623.469	186.32

Tabla 3.7. Momentos Flexionantes Máximos
(Reglamento de 2008 - Vehículo Adoptado para el diseño)

CAMIONES TIPO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE LA SCT (2008)
DESCARGAS POR EJE DEL REGLAMENTO

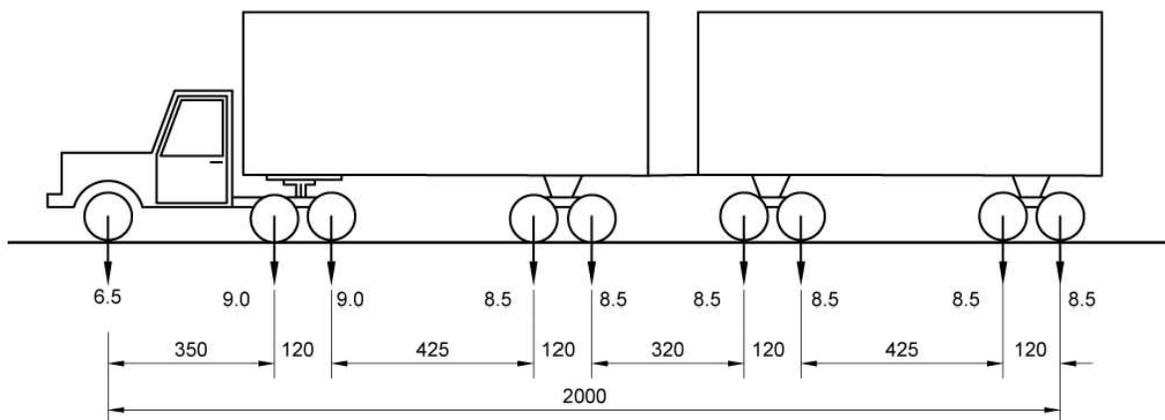
T3-S3

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 48.0 TON



T3-S2-R4

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 75.5 Ton



NOTA: DIMENSIONES Y PESOS EN: CMS. Y TONS.

Figura 3.7

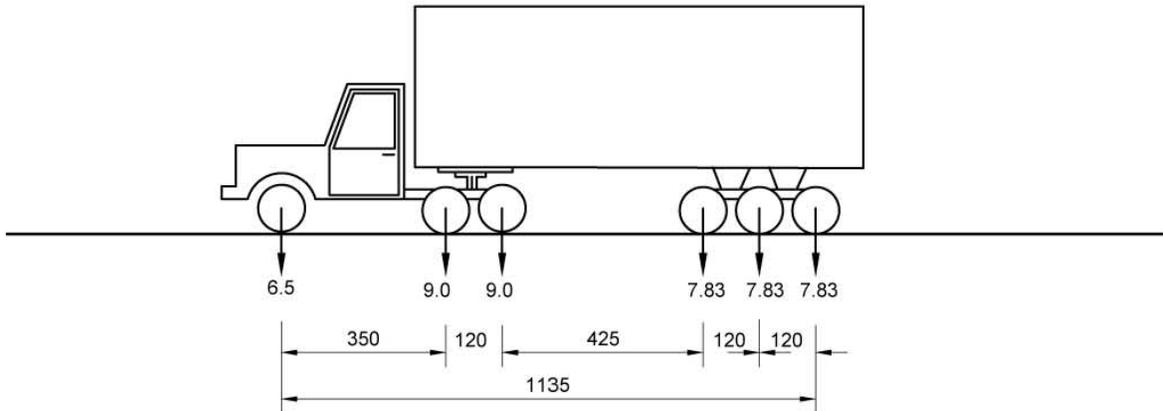
CLARO [m]	C A M I Ó N T I P O				
	HS-20	T3-S3 (48.0 ton)		T3-S2-R4 (75.5 ton)	
	MOMENTO [ton-m]	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20
13.000	70.301	78.743	112.01	77.810	110.68
14.000	76.606	89.003	116.18	90.497	118.13
15.000	84.865	99.277	116.98	103.192	121.60
16.000	92.967	109.736	118.04	115.894	124.66
17.000	101.076	121.592	120.30	128.602	127.23
18.000	109.175	133.464	122.25	142.450	130.48
19.000	117.299	145.349	123.91	159.288	135.80
20.000	125.419	157.246	125.38	176.438	140.68
21.000	133.533	169.153	126.67	193.597	144.98
22.000	141.661	181.068	127.82	211.991	149.65
23.000	149.784	192.990	128.85	230.857	154.13
24.000	157.931	204.919	129.75	249.724	158.12
25.000	166.078	216.854	130.57	268.592	161.73
26.000	174.223	228.794	131.32	287.460	165.00
27.000	182.361	240.738	132.01	306.328	167.98
28.000	190.499	252.686	132.64	325.197	170.71
29.000	201.868	264.638	131.09	344.067	170.44
30.000	206.793	276.593	133.75	362.937	175.51
31.000	214.944	288.551	134.24	381.807	177.63
32.000	223.091	300.511	134.70	400.677	179.60
33.000	231.238	312.474	135.13	419.548	181.44
34.000	239.387	324.439	135.53	438.419	183.14
35.000	247.539	336.406	135.90	457.290	184.73
36.000	255.690	348.375	136.25	476.162	186.23
37.000	263.843	360.346	136.58	495.034	187.62
38.000	271.999	372.318	136.88	513.905	188.94
39.000	280.155	384.291	137.17	532.777	190.17
40.000	288.309	396.266	137.44	551.649	191.34
41.000	296.460	408.242	137.71	570.522	192.44
42.000	304.612	420.219	137.95	589.394	193.49
43.000	313.546	432.198	137.84	608.267	194.00
44.000	324.083	444.177	137.06	627.139	193.51
45.000	334.620	456.157	136.32	646.012	193.06

Tabla 3.8. Momentos Flexionantes Máximos
(Reglamento de 2008 – Considerando las descargas por eje)

CAMIONES TIPO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE LA SCT (2008)
VEHÍCULO DIFERENCIADO

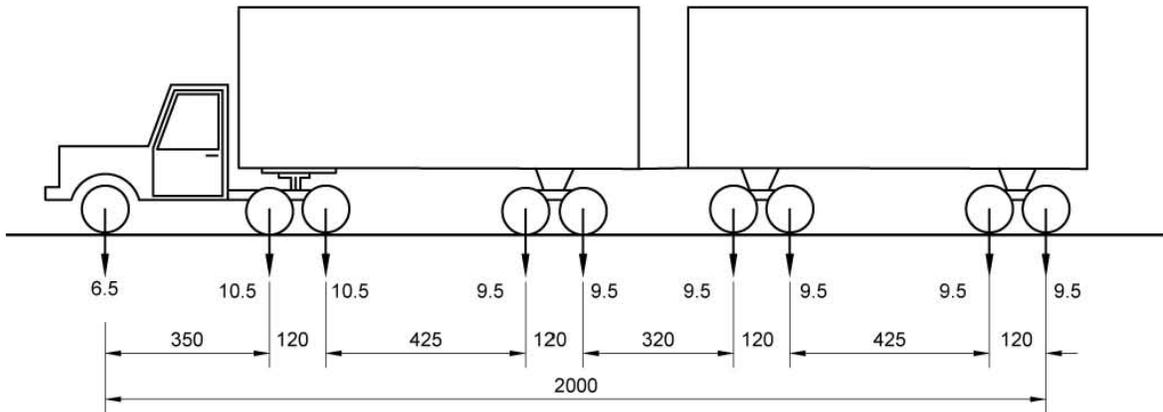
T3-S3

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 48.0 TON



T3-S2-R4

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 84.5 Ton



NOTA: DIMENSIONES Y PESOS EN: CMS. Y TONS.

Figura 3.8

CLARO [m]	C A M I Ó N T I P O				
	HS-20	T3-S3 (48.0 ton)		T3-S2-R4 (84.5 ton)	
	MOMENTO [ton-m]	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20
13.000	70.301	78.743	112.01	86.964	123.70
14.000	76.606	89.003	116.18	101.144	132.03
15.000	84.865	99.277	116.98	115.332	135.90
16.000	92.967	109.736	118.04	129.529	139.33
17.000	101.076	121.592	120.30	143.732	142.20
18.000	109.175	133.464	122.25	159.935	146.49
19.000	117.299	145.349	123.91	179.323	152.88
20.000	125.419	157.246	125.38	198.722	158.45
21.000	133.533	169.153	126.67	218.130	163.35
22.000	141.661	181.068	127.82	238.817	168.58
23.000	149.784	192.990	128.85	259.931	173.54
24.000	157.931	204.919	129.75	281.046	177.95
25.000	166.078	216.854	130.57	302.162	181.94
26.000	174.223	228.794	131.32	323.278	185.55
27.000	182.361	240.738	132.01	344.395	188.85
28.000	190.499	252.686	132.64	365.513	191.87
29.000	201.868	264.638	131.09	386.631	191.53
30.000	206.793	276.593	133.75	407.749	197.18
31.000	214.944	288.551	134.24	428.868	199.53
32.000	223.091	300.511	134.70	449.988	201.71
33.000	231.238	312.474	135.13	471.107	203.73
34.000	239.387	324.439	135.53	492.227	205.62
35.000	247.539	336.406	135.90	513.348	207.38
36.000	255.690	348.375	136.25	534.468	209.03
37.000	263.843	360.346	136.58	555.589	210.58
38.000	271.999	372.318	136.88	576.710	212.03
39.000	280.155	384.291	137.17	597.831	213.39
40.000	288.309	396.266	137.44	618.953	214.68
41.000	296.460	408.242	137.71	640.074	215.91
42.000	304.612	420.219	137.95	661.196	217.06
43.000	313.546	432.198	137.84	682.318	217.61
44.000	324.083	444.177	137.06	703.440	217.06
45.000	334.620	456.157	136.32	724.562	216.53

Tabla 3.9. Momentos Flexionantes Máximos
(Reglamento de 2008 – Considerando el Vehículo Diferenciado)

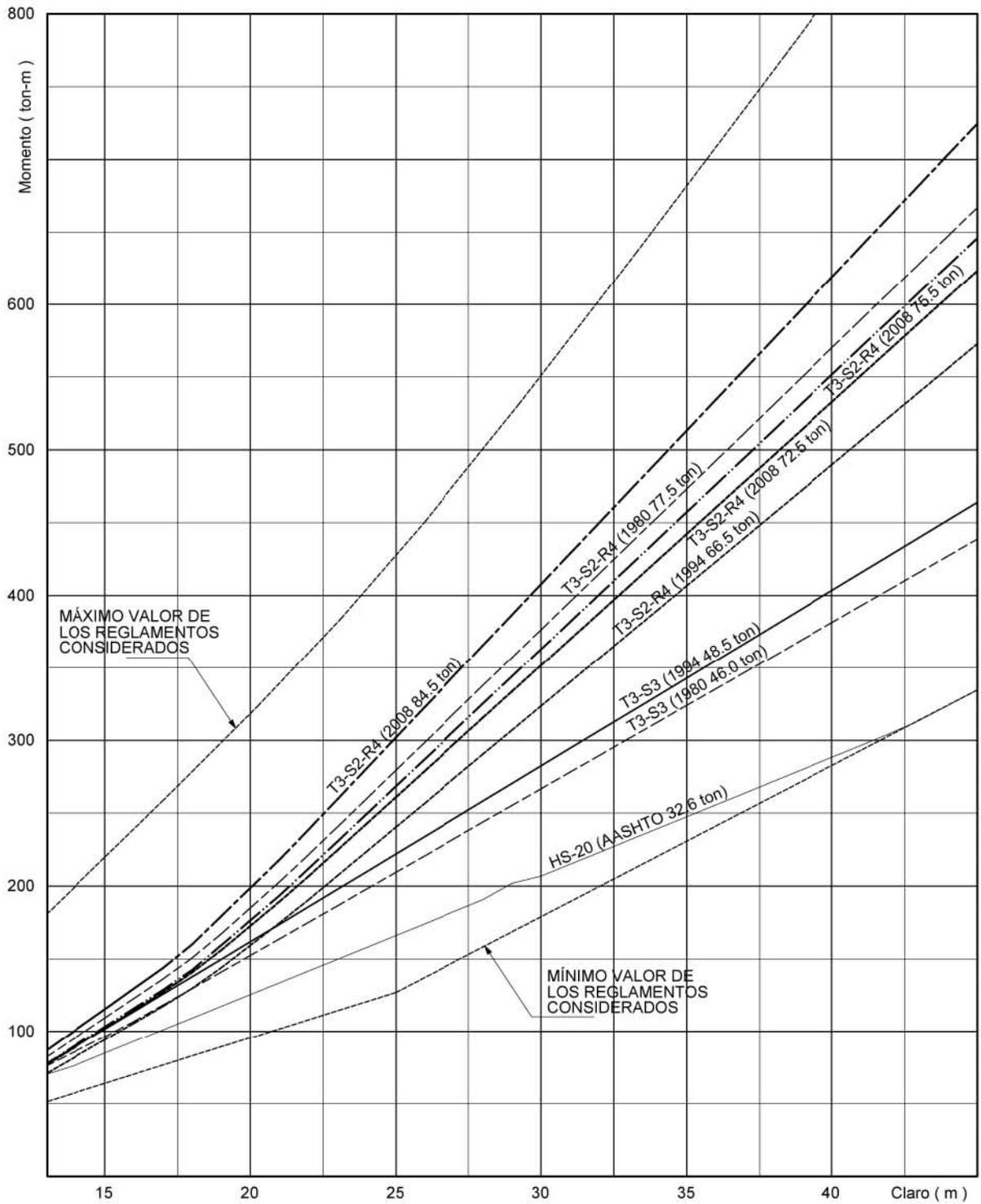


Figura 3.9. Momentos Flexionantes para las cargas que circulan en México

Capítulo 4

Normativa para la infraestructura del transporte en México.

A partir de 1991, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), con el objetivo principal de generar información sobre las características más representativas de los vehículos de carga que circulan por las carreteras, tipos de carga, así como sus orígenes y destinos, ha realizado el denominado “Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional”.

El objetivo principal del estudio referido consiste en conocer el estado del peso y las dimensiones de los diferentes tipos de vehículos de carga que circulan por las carreteras nacionales. Para lograr lo anterior, se realizaron exploraciones de campo en sitios específicos o estaciones instaladas en toda la red carretera.

De los datos obtenidos en el estudio se observa que, en todos los años en los que se realizó la medición (1991 a la fecha), existe un porcentaje de unidades con exceso de peso respecto al total de las registradas y de acuerdo con el peso bruto señalado por el reglamento vigente. Dicho porcentaje es variable año con año, pero se destaca que en el 2009 se registró un 20.7%, es decir, uno de cada cinco vehículos registrados. Además se observó que los vehículos con mayor proporción de casos de excedencia en el peso bruto vehicular para el año de 2009 fueron los denominados T3-S2, C2-R2, T3-S2-R4 y los T3-S3.

Por último, se resalta que del año 2000 al 2008, el vehículo con mayor proporción de casos de excedencia fue el T3-S2-R4, aunque en el año 2009 fue el T3-S3. La magnitud en exceso para el vehículo T3-S3 para 2009, es del 13%, mientras que para el T3-S2-R4, de 16.5%.

Resulta importante mencionar que, actualmente, los tipos de carga que se emplean en la elaboración de los proyectos contratados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes corresponden a los vehículos tipo T3-S3 y T3-S2-

R4, con las características en peso y dimensiones autorizadas en su Reglamento vigente, por lo que los elementos mecánicos que se obtienen con el uso de estos vehículos resultan inferiores a los producidos por las cargas reales, muchas de las cuales circulan con sobrepeso.

Tomando en cuenta lo anterior, y con el objeto de establecer la Norma para el uso de la carga tipo en todas las Dependencias involucradas en el diseño, construcción y mantenimiento de puentes, se hizo necesario formular modelos para cargas vivas que arrojaran elementos mecánicos superiores a los que ocasionan los vehículos reales más pesados de manera de lograr un nivel de seguridad adecuado en el diseño de nuevos puentes en México y que puedan utilizarse para revisar la seguridad de los ya existentes. Se formularon dos modelos diferentes: el primero, denominado IMT 66.5, para puentes situados en carreteras principales, tipos ET, A, B y C y el segundo IMT 20.5, para los ubicados en las carreteras alimentadoras tipo D.

4.1. Modelo IMT 66.5 para carreteras principales.

Para Claros Menores de 30 m

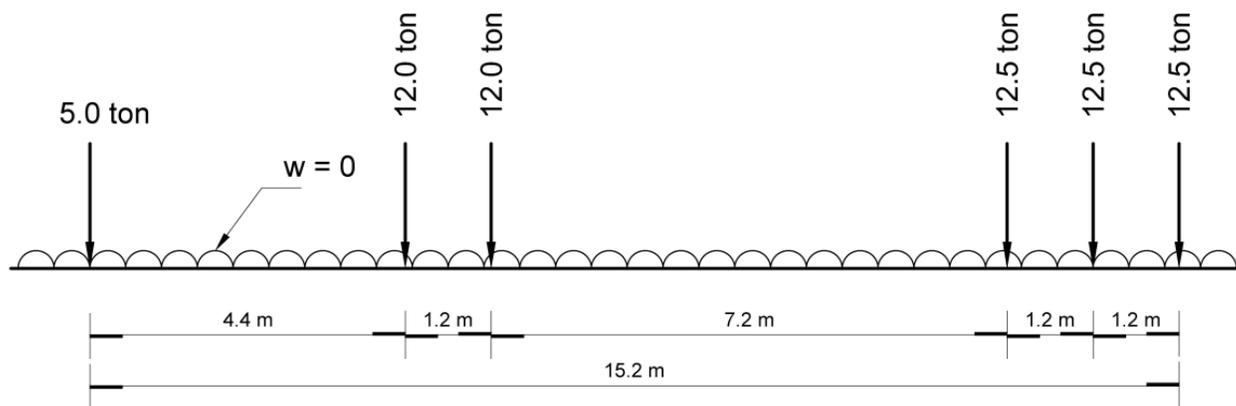


Figura 4.1. Modelo de Carga Viva IMT 66.5

Para claros mayores e iguales a 30 m

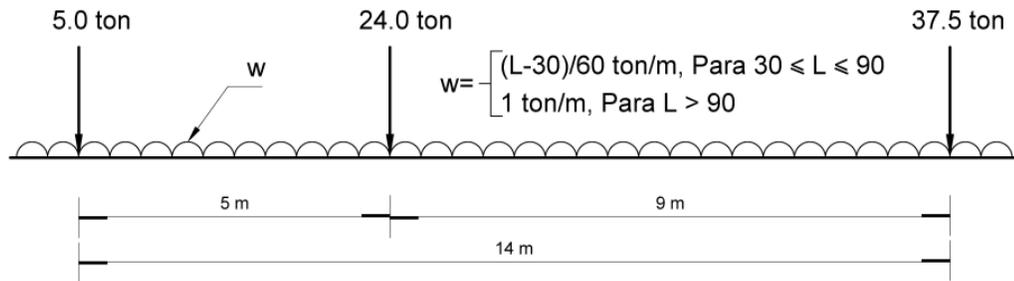


Figura 4.2. Modelo de Carga Viva IMT 66.5

4.2. Modelo IMT 20.5 para carreteras alimentadoras.

Para claros menores de 15 m

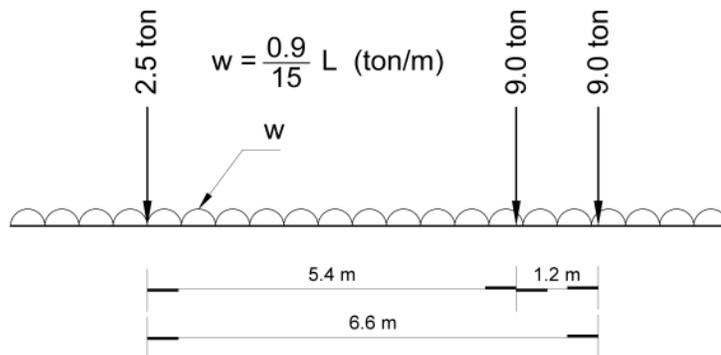


Figura 4.3. Modelo de Carga Viva IMT 20.5

Para claros mayores o iguales a 15 m

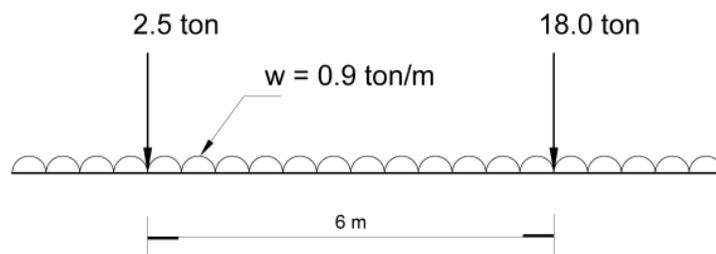
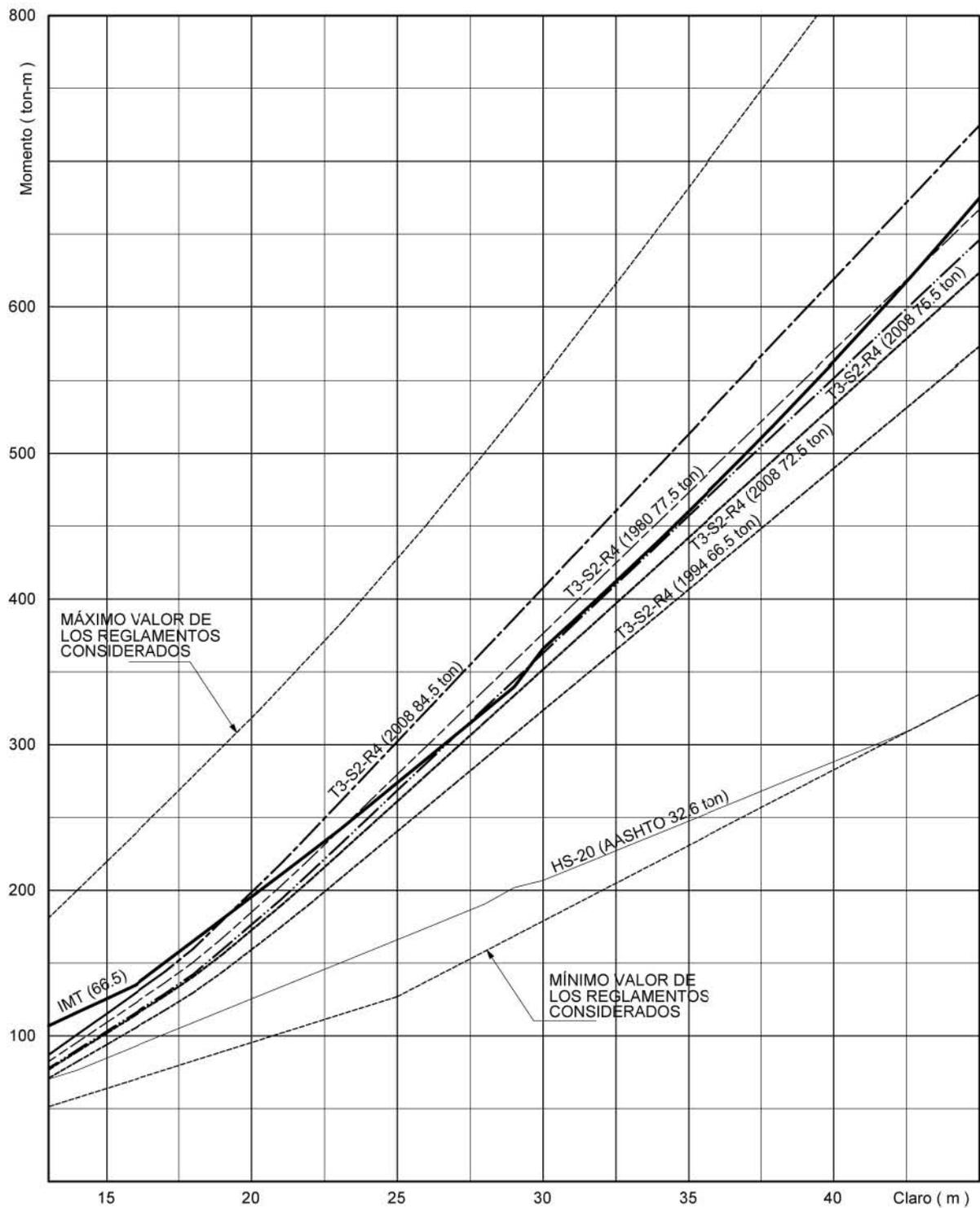


Figura 4.4. Modelo de Carga Viva IMT 20.5

CLARO [m]	C A M I Ó N T I P O				
	HS-20	IMT 66.5		IMT 20.5	
	MOMENTO [ton-m]	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20
13.000	70.301	106.875	152.02	70.958	100.934
14.000	76.606	116.250	151.75	80.185	104.671
15.000	84.865	125.625	148.03	94.810	111.719
16.000	92.967	135.037	145.25	103.411	111.234
17.000	101.076	150.110	148.51	112.239	111.044
18.000	109.175	165.217	151.33	121.292	111.099
19.000	117.299	180.351	153.75	130.572	111.315
20.000	125.419	195.510	155.89	140.077	111.687
21.000	133.533	210.689	157.78	149.808	112.188
22.000	141.661	225.886	159.46	159.764	112.779
23.000	149.784	241.225	161.05	169.947	113.461
24.000	157.931	257.560	163.08	180.354	114.198
25.000	166.078	273.919	164.93	190.987	114.998
26.000	174.223	290.298	166.62	201.845	115.855
27.000	182.361	306.695	168.18	212.929	116.762
28.000	190.499	323.109	169.61	224.238	117.711
29.000	201.868	339.537	168.20	235.772	116.795
30.000	206.793	366.000	176.99	247.531	119.700
31.000	214.944	384.258	178.77	259.516	120.736
32.000	223.091	402.799	180.55	271.726	121.800
33.000	231.238	421.634	182.34	284.160	122.887
34.000	239.387	440.773	184.13	296.820	123.992
35.000	247.539	460.229	185.92	309.706	125.114
36.000	255.690	480.011	187.73	322.816	126.253
37.000	263.843	500.131	189.56	336.151	127.406
38.000	271.999	520.601	191.40	349.712	128.571
39.000	280.155	541.432	193.26	363.498	129.749
40.000	288.309	562.636	195.15	377.508	130.939
41.000	296.460	584.224	197.07	391.744	132.141
42.000	304.612	606.209	199.01	406.205	133.352
43.000	313.546	628.602	200.48	420.891	134.236
44.000	324.083	651.416	201.00	435.802	134.472
45.000	334.620	674.662	201.62	450.938	134.761

Tabla 4.1. Momentos Flexionantes Máximos Para Caminos Tipo ET, A y B
(Normativa SCT Actual)



Gráfica 4.5. Momentos flexionantes para las cargas que circulan en México

Como se mencionó anteriormente, los modelos de cargas vivas vehiculares fueron analizados y adaptados con el fin de generar la nueva norma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para el diseño estructural de los nuevos puentes que se construyan, así como de los ya existentes que se revisen para verificar su seguridad y, en su caso, diseñar su reestructuración.

Así, los modelos de cargas vivas incorporados en esta nueva norma, denominados IMT 66.5 e IMT 20.5, son los primeros desarrollados de manera original en México para tal fin, ya que sustituyen a los de la AASHTO que se habían usado siempre y reflejan adecuadamente las condiciones reales de los pesos y dimensiones de los grandes vehículos de carga que circulan por las carreteras mexicanas, por lo que garantizan un alto grado de confiabilidad en la seguridad estructural de los puentes ante este tipo de cargas.

Por tanto, se recomienda ampliamente utilizar la nueva norma SCT con los respectivos modelos de cargas vivas vehiculares IMT 66.5 e IMT 20.5, en vez de otros que no son congruentes con los tipos y características de los vehículos de carga que transitan por las carreteras de México.

Capítulo 5

Análisis y comparación de los efectos producidos por las cargas autorizadas y por las cargas de diseño.

La carga viva de diseño considerada en el proyecto de los puentes carreteros construidos en nuestro país, ha variado con el paso del tiempo. Sin embargo, en la mayor parte de los casos se han seguido las disposiciones marcadas por las Normas norteamericanas vigentes en el momento de la elaboración de dichos proyectos.

Con fines comparativos, vale la pena repasar las cargas vivas de diseño con que se proyectaron los puentes de las carreteras mexicanas en los años anteriores:

Entre los años 1926 Y 1940, la carga viva de diseño consistió en camiones H-15 definidos en las Especificaciones AASHO como un vehículo de dos ejes con peso total de 13.6 ton. Entre 1940 y 1970, la carga viva de diseño, según también las Especificaciones AASHO de esa época, fue un camión con semirremolque denominado HS 15 que tenía un peso total de 24.5 ton. Para los años 1945 a 1979 en un porcentaje reducido y en un porcentaje elevado entre 1970 y 1986, se utilizó para el diseño la carga AASHTO HS 20 muy similar a la anterior pero con un peso total de 32.8 ton. (Ver figuras 1.1 y 1.2).

El 28 de Noviembre de 1980 fue emitido un Decreto con el que el Capítulo XI del Reglamento del Capítulo de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, que trata del peso y otras características de los vehículos, fue reformado y actualizado con el objeto de satisfacer las necesidades de transportación de bienes de mayor peso y dimensiones, optimizar el uso de la flota vehicular, disminuir costos en la transportación e incrementar los volúmenes de carga a transportar, pues el desarrollo del país así lo requería.

Las concentraciones de carga por eje de los vehículos autorizadas en dicho decreto para circular por los caminos de Jurisdicción Federal fueran limitadas a la estabilidad de los puentes y a la construcción y conservación económica de los caminos. Sin embargo, no deja de ser motivo de gran preocupación para los Ingenieros encargados de conservar y proyectar los puentes de estos caminos la forma en que estas cargas están afectando y van a afectar en el futuro a los puentes que ya estaban en operación cuando se autorizaron las nuevas cargas.

Entre los vehículos autorizados en el nuevo reglamento, que por sus características de peso y dimensiones deben ser considerados en el diseño de los puentes, destacan los denominados T3-S3 y T3-S2-R4. El vehículo T3-S3 tiene un peso total de 46.0 ton., repartidas en seis ejes, mientras que el T3-S2-R4 pesa 77.5 ton y tiene nueve ejes.

Como puede observarse, el camión T3-S2-R4 pesa más del doble de lo que pesa la carga AASHTO HS-20, que es la máxima carga con la que se venían proyectando los puentes a la fecha de la autorización.

Así como las características de peso y dimensiones de los vehículos autorizados son mayores a las de los vehículos de diseño, es de esperarse que los efectos producidos en los puentes por los primeros sean también mayores. Para comprobar esto, se analizarán comparativamente los esfuerzos por carga viva (fuerza cortante y momento flexionante máximos absolutos) producidos en los puentes tanto por las cargas autorizadas T3-S3 y T3-S2-R4 como por la carga de diseño AASHTO HS-20.

Antes de emprender el análisis es necesario recordar algunos principios básicos de estática necesarios para la determinación de la fuerza cortante máxima y del momento flexionante máximo absolutos producidos por una serie de cargas rodantes.

Cuando se diseña una viga, trabe, armadura o cualquier otra estructura que soporte cargas en movimiento, el diseñador debe estar en condiciones de

determinar cuáles posiciones de estas cargas causarían la intensidad máxima de fuerza cortante, de momento flexionante, etc., en diversos puntos de la estructura. Si pudiera ubicar las cargas en las diversas posiciones donde se originan los valores máximos de las variables mencionadas, ya no tendría que preocuparse por alguna otra localización que las cargas pudieran tener en la estructura dada. Si alguna estructura soporta una carga uniforme y no tiene más que una o dos cargas en movimiento, los puntos críticos para localizarlas se obtendrían fácilmente; pero si la estructura ha de soportar una serie de cargas concentradas de diferente magnitud, como las aplicadas por las ruedas de camiones o trenes, el problema no es tan simple y el procedimiento para determinar exactamente las posiciones críticas es, básicamente, un método de aproximaciones sucesivas.

5.1. Fuerza cortante.

Se ha demostrado que la mayor fuerza cortante producida en una viga simple se produce a una distancia infinitesimal de uno de los apoyos. En este punto el valor del cortante es igual a la reacción.

Si una viga simplemente apoyada se somete a una fila o serie de cargas concentradas en movimiento, la fuerza cortante máxima aparece en los apoyos, y el problema consiste en saber qué posición de las cargas causará la mayor reacción en la viga y, por ende, el mayor valor de cortante.

Por ejemplo, la viga de la figura 5.1 ha de soportar la fila de cargas rodantes mostrada, y se desea calcular la fuerza cortante máxima que pueda aparecer en el apoyo izquierdo.

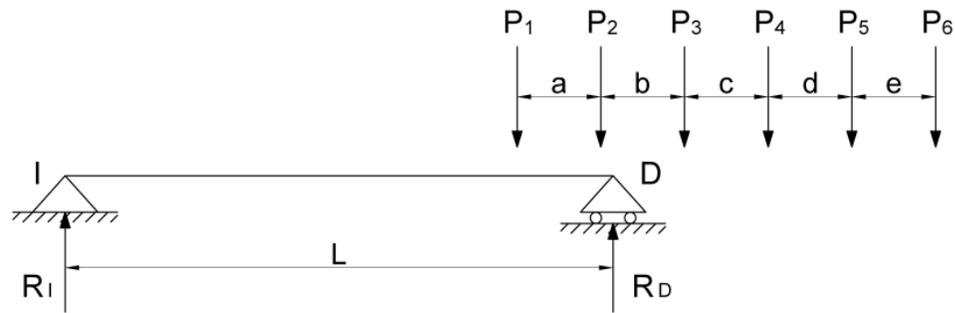


Figura 5.1

Al desplazarse la serie de cargas sobre el claro desde la derecha, la reacción izquierda comienza a crecer desde cero hasta un valor máximo cuando P_1 queda sobre el apoyo. Inmediatamente después de que P_1 sale del claro, la reacción decrece en tal valor de carga. Cuando las cargas siguen desplazándose hacia la izquierda, la reacción en el apoyo izquierdo comienza nuevamente a incrementar su valor hasta que alcanza un nuevo máximo cuando P_2 está sobre el apoyo. Este proceso se repite conforme cada una de las cargas avanza hacia el apoyo izquierdo. La reacción citada alcanza un máximo con cada carga, y luego decrece una vez que la carga sale del claro.

Un método para determinar el valor máximo de la reacción izquierda es el de aproximaciones sucesivas. El valor de la reacción se puede calcular cuando P_1 está sobre el apoyo, cuando P_2 queda sobre el mismo, y así sucesivamente con todas las cargas. El mayor valor de dicha reacción izquierda es el de la fuerza cortante máxima posible en la viga para esa condición de carga. El método es tedioso, pero existe un procedimiento más sencillo basado en la consideración del cambio en la reacción al salir cada carga del claro.

En el siguiente análisis, se considera que ΣP es la suma de las cargas que están sobre la viga en cualquier instante. Conforme P_1 se mueve hacia afuera de la viga, y P_2 se desplaza a quedar sobre el apoyo, la fuerza cortante cambia como sigue:

$$dV = \frac{\Sigma Pa}{L} - P_1$$

A medida que P_2 se mueve hacia afuera de la viga y P_3 queda sobre el soporte, el cambio en la fuerza cortante es:

$$dV = \frac{\Sigma Pb}{L} - P_2$$

Si el cambio resultante es positivo, la fuerza cortante ha aumentado; si es negativo, ha disminuido. Las cargas se pueden considerar una por una conforme van saliendo del claro y la siguiente carga se desplaza sobre el apoyo. La primera carga que sale del claro y causa un decremento deberá ser la que se ubique sobre el apoyo para calcular la fuerza cortante máxima. En condiciones de carga normal, una de las primeras dos o tres cargas será la carga crítica.

Si apareciera otra carga sobre el claro, proveniente del extremo derecho, conforme las cargas se desplacen sucesivamente sobre el apoyo izquierdo, su efecto creciente sobre la reacción y, en consecuencia, la fuerza cortante deberá incluirse en el cálculo. La fuerza cortante experimenta un incremento igual a la magnitud de la carga multiplicada por la distancia recorrida sobre el claro, y dividida entre la longitud total del mismo. El ejemplo 5.1 ilustra la aplicación de este método para determinar la fuerza cortante máxima en el extremo de una viga simple, originada por una serie de cargas móviles que se encuentran concentradas.

EJEMPLO 5.1 Determinar la fuerza cortante máxima producida en el extremo izquierdo de la viga mostrada en la figura 5.2 conforme las cargas concentradas que se indican, se mueven a lo largo del claro y de derecha a izquierda.

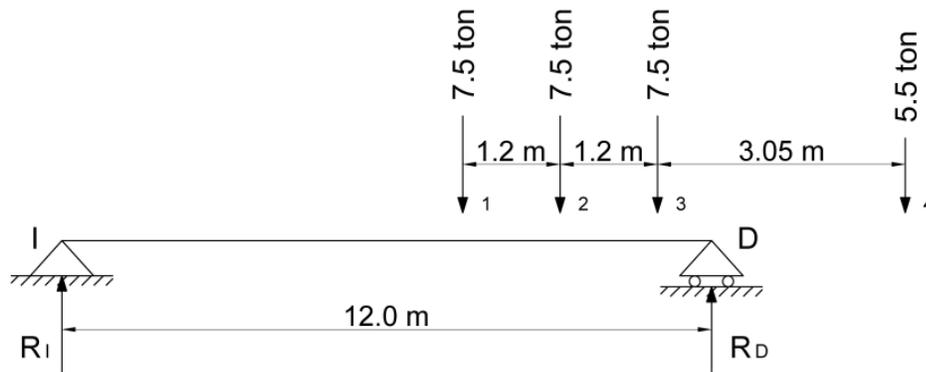


Figura 5.2

SOLUCION: Se desplaza la carga 1 afuera del claro, hacia la izquierda quedando la carga 2 sobre el apoyo:

$$dV = \frac{(20.5)(1.2)}{12.0} - 7.5 = 2.05 - 7.5 = -5.45$$

Como se obtuvo un resultado negativo, se trata de un decremento y, por tanto, deberá colocarse la carga P_1 sobre el apoyo izquierdo para obtener la fuerza cortante máxima en el extremo de la viga.

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{7.5(12.0 + 10.8 + 9.6) + 5.5(6.55)}{12.0} = 23.25Ton$$

5.2. Momento flexionante máximo absoluto.

Se considera que tal momento en una viga simplemente apoyada aparece en el centro de la misma. Dicho máximo se produce efectivamente en el punto medio si la viga está sometida a la acción de una carga uniforme o a una sola carga concentrada. Sin embargo, puede ser necesario que una viga trabaje con una serie de cargas móviles concentradas como las que aplican las ruedas de un camión; entonces, el momento máximo absoluto aparecerá, con toda seguridad, en cualquier posición distinta de la central.

Se deberá determinar el máximo momento flexionante posible, pues la viga debe ser capaz de resistir las condiciones más adversas. Para calcular dicho momento, es necesario determinar el punto donde se produce y la posición de las cargas que lo originan. Es razonable suponer que el mayor momento flexionante ocurrirá en el punto medio en vigas de grandes claros; pero esta suposición podría ser muy errónea en vigas de claros pequeños. Por lo tanto, es necesario contar con un procedimiento definido para determinar el momento máximo absoluto.

Se sabe que en cualquier posición de un tren de cargas móviles en una trabe libremente apoyada en sus extremos, el diagrama de los momentos producidos por este tren de cargas es una poligonal, cada uno de cuyos vértices está en la vertical de una de las cargas. En consecuencia, el momento máximo absoluto en el claro debe producirse en una sección de la trabe situada en la vertical de una de las cargas móviles. El problema consiste en establecer la condición analítica que debe cumplirse para que se produzca el máximo momento flexionante posible bajo una carga determinada del sistema móvil.

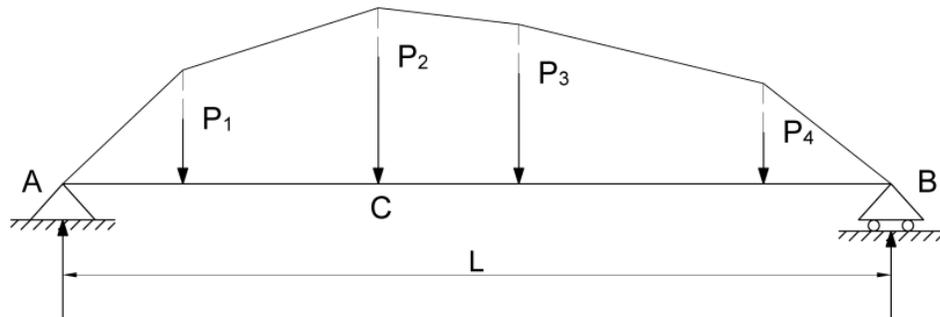


Figura 5.3. Diagrama de momentos flexionantes producidos por una serie de cargas concentradas.

Antes de efectuar el estudio indicado, conviene recordar un sencillo principio analítico bien conocido. Sean dos variables X y Y , cuya suma es constante, es decir, $X + Y = K$. Su producto es:

$$U = XY = X(K - X) = KX - X^2$$

$$\frac{dU}{dX} = K - 2X$$

Si la variable X crece, la derivada dU/dX decrece, se anula y se hace negativa; por tanto, el valor nulo de la derivada corresponde al valor máximo de la función U . El valor de X , para el cuál es máximo el producto XY cumple la condición:

$$K - 2X = 0;$$

$$\therefore X = \frac{K}{2} = Y$$

Es decir,

“EL PRODUCTO DE DOS VARIABLES CUYA SUMA ES CONSTANTE ES MÁXIMO CUANDO AMBAS VARIABLES SON IGUALES”.

Puesto que el momento máximo debido a un sistema de cargas móviles en una trabe libremente apoyada en sus extremos se produce bajo una de las cargas, supóngase que ésta es la carga P , situada a una distancia Y del apoyo izquierdo A . La resultante del sistema de cargas móviles es W y está situada a una distancia X del apoyo derecho B de la trabe. La resultante de las cargas que actúan a la izquierda de C es G y está a una distancia b de C . la distancia entre W y C es a . (ver figura 5.4).

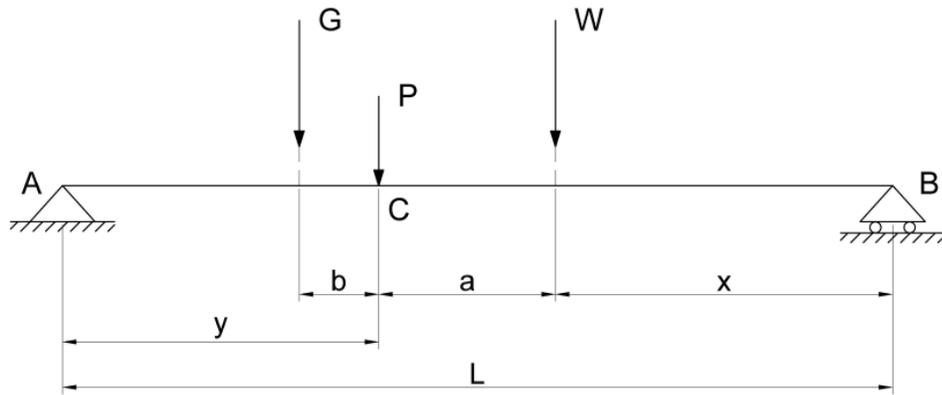


Figura 5.4

El momento flexionante en C , producido por el sistema de cargas móviles, es:

$$M_c = W \frac{X}{L} Y - Gb$$

Puesto que las únicas variables en el segundo miembro de la igualdad anterior, son X e Y , es claro que el momento M_c es máximo cuando es también máximo el producto XY . Por otra parte: $X + Y = L - a$. La magnitud $L - a$ es constante para un sistema dado de cargas móviles dentro del claro. Luego, el producto XY es máximo cuando:

$$X = Y = \frac{L - a}{2}$$

Por lo tanto: "La carga o rueda bajo la cual se produce el máximo momento flexionante y la resultante del sistema de cargas móviles, deben equidistar del centro de la trabe".

$$M_c = W \frac{X^2}{L} - Gb$$

Conviene hacer notar que el principio demostrado no hace afirmación alguna respecto a CUAL DE LAS CARGAS es aquella bajo la que se produce el máximo

momento flexionante. Para determinar este momento flexionante máximo absoluto es necesario aplicar a varias cargas (o ruedas) el criterio establecido, y calcular el momento máximo que bajo cada una de ellas puede producirse en el claro. El mayor de los momentos así calculados es el máximo absoluto.

EJEMPLO 5.2 Sea una viga de 10.0 m. de claro libremente apoyada en sus extremos, que soporta un tren de cargas rodantes constituido por los cuatro ejes con que cuenta el camión denominado C4. Las magnitudes de las cargas de cada uno de los ejes, así como la distancia que existe entre ellos, se aprecian en la figura 5.5.

Determinar cuánto vale el momento máximo absoluto y en que sección se produce.

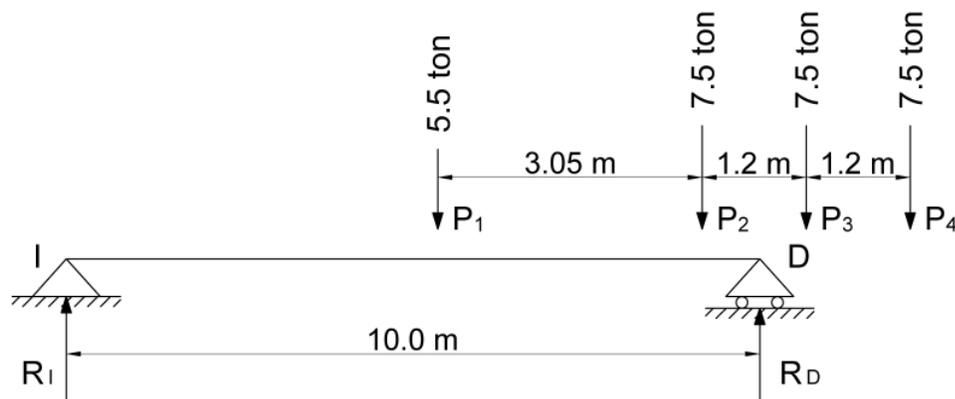


Figura 5.5

SOLUCION: En primer lugar deben determinarse la magnitud y la posición de la fuerza resultante con respecto a los ejes considerados.

$$W = \sum_{i=1}^n P_i = 5.5 + 7.5 + 7.5 + 7.5 = 28.0 \text{Ton}$$

Tomando momentos respecto a P_1 , se tiene:

$$28.0(d) = 7.5(3.05 + 4.25 + 5.45)$$

De donde: $d = 3.415 \text{ m}$., medidos a partir del primer eje.

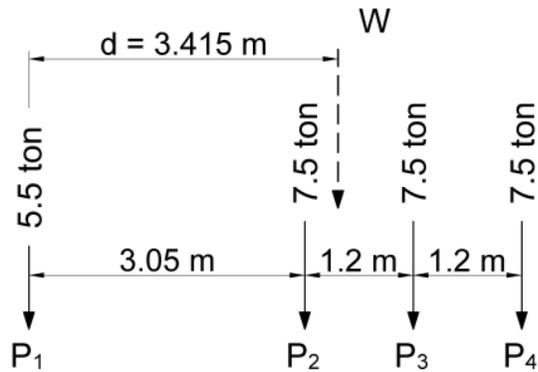


Figura 5.6

Suponiendo que el momento máximo se presenta bajo la carga P_1 , entonces:

$$a = 3.415 \text{ m} ; \quad \text{Por lo que} \quad x = \frac{10.0 - 3.415}{2} = 3.293 \text{ m}$$

$$\text{Además } G=0 \text{ y } M = \frac{28.0(3.293)^2}{10.0} = 30.36 \text{ Ton} - \text{m}$$

Si ahora consideramos que dicho momento se presenta bajo la carga P_2 , se tiene:

$$a = 3.415 - 3.05 = 0.365 \text{ m} \quad \text{y} \quad x = \frac{10.0 - 0.365}{2} = 4.818 \text{ m}$$

Para este caso:

$$G = P_1 = 5.5 \text{ ton} \quad \text{y} \quad b = 3.05 \text{ m}, \quad \text{por lo que:}$$

$$M = \frac{28.0(4.818)^2}{10.0} - 5.5(3.05) = 48.22 \text{ Ton} - \text{m}$$

Como puede verse, el momento así obtenido es mayor que en el caso anterior, pero si ahora consideramos que el momento máximo se presenta bajo P_3 se observa que:

$$a = (3.05 + 1.2) - 3.415 = 0.835 \text{ m}$$

$$x = \frac{10.0 - 0.835}{2} = 4.583 \text{ m}$$

$$G = P_4 = 7.5 \text{ ton} \quad \text{y} \quad b = 1.2 \text{ m}$$

Por lo que:

$$M = \frac{28.0(4.583)^2}{10.0} - 7.5(1.2) = 49.8 \text{ Ton} - \text{m}$$

Con lo anterior, se puede concluir que el momento máximo absoluto se presenta bajo la carga P_3 a una distancia igual a 4.583 m. medidos a partir de uno de los apoyos.

Como puede observarse, el momento máximo absoluto no se produce en el centro del claro, excepto cuando la carga es simétrica.

Por último puede establecerse la siguiente regla general para el momento máximo absoluto: El máximo momento flexionante en una viga cargada con una serie de cargas concentradas en movimiento, aparecerá en la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas localizadas sobre la viga, cuando el citado centro esté a una distancia a un lado de la sección central de la viga, igual a la de la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas respecto de dicha sección central.

Como la determinación de la máxima fuerza cortante y más aún, del momento máximo absoluto es muy laboriosa por tratarse de sistemas de numerosas cargas de intensidades diferentes, es conveniente disponer de una tabla de estos efectos

para un número considerable de claros lo que ahorra al proyectista muchas horas de labor tediosa.

Para este fin y siguiendo el procedimiento expuesto, se determinaron los elementos mecánicos producidos por las cargas autorizadas T3-S3 Y T3-S2-R4, así como los producidos por la carga de diseño AASHTO HS-20 en claros de estructuras que varían entre 10 Y 35 m. El resultado del análisis se muestra resumido en las tablas correspondientes mostradas en los capítulos anteriores en donde además, se muestran comparativamente los incrementos porcentuales de las cargas autorizadas en relación a la carga de diseño AASHTO HS-20.

Los datos contenidos en las tablas mencionadas se muestran también gráficamente, en las figuras que les acompañan con el objeto de visualizar con mayor claridad las diferencias entre cada una de las cargas consideradas en el análisis.

Después de inspeccionar las tablas y las gráficas mencionadas se observa que los elementos mecánicos por carga viva por carril producidos por las cargas autorizadas en los diferentes Reglamentos son mucho mayores en relación con los producidos por la carga de diseño AASHTO HS 20.

Para los puentes que ya estaban construidos cuando se autorizaron las nuevas cargas, los incrementos en los elementos mecánicos representan una reducción en los coeficientes de seguridad de las estructuras ante las cargas extraordinarias, cuya trascendencia será mayor o menor de acuerdo con el control de calidad de los materiales y de la supervisión con que se haya llevado la construcción, dando por supuesto que el diseño se haya realizado correctamente.

Capítulo 6

Situación actual de los puentes carreteros por efecto de las cargas autorizadas.

Los puentes de la red nacional de carreteras se encuentran, en su gran mayoría, en condiciones desfavorables de seguridad estructural. Por una parte, las cargas que actualmente circulan sobre ellos, aun las que respetan las limitaciones legales, son muy superiores a las consideradas en el proyecto de esas obras; y por la otra, la resistencia de las estructuras se ve disminuida día con día, por los daños físicos impuestos por los agentes naturales de deterioro, daños que durante muchos años no habían sido contrarrestados por políticas sistemáticas de conservación. Fue hasta 1982 cuando, en México, los problemas de conservación de los puentes empezaron a ser atendidos ya que se estaban presentando problemas graves de comportamiento en las estructuras viales a consecuencia de la adopción de un nuevo reglamento para operación de caminos en 1980, que permitía cargas mayores en los vehículos de transporte.

6.1. Violación de las disposiciones legales por intenciones comerciales.

El problema expuesto anteriormente se ve incrementado aún más debido a la negligencia y ambición de los transportistas que, movidos por el deseo de aumentar sus ganancias, violan las disposiciones legales y sobrecargan sus unidades para transportar mayor cantidad de mercancías con el menor número de viajes posible. Esto obedece al hecho de que los fletes se cobran a razón de ton-km.

Según observaciones realizadas por ingenieros responsables del mantenimiento de la red carretera, se ha llegado a la conclusión de que los transportistas logran sobrecargar sus unidades inflando las llantas de los mismos casi a su capacidad de diseño lo cual las hace más rígidas, repercutiendo con esto en un incremento considerable del factor de impacto que se emplea en el proyecto de los puentes y,

aunado a la frecuencia con que estas cargas circulan, se están dañando seriamente las estructuras antiguas e incluso algunas recientes.

6.2. Cargas reales de los vehículos que circulan en México.

Si se toma en cuenta que cada una de las llantas con que cuenta un camión en particular soporta una carga de 3.5 ton y que esta misma carga es transmitida por ella a la superficie de rodamiento, se deduce fácilmente que la sobrecarga de que son objeto las unidades de los transportistas adquiere proporciones de gran consideración. En la tabla mostrada a continuación se aprecia esto con mayor claridad.

Tipo de eje	Carga autorizada	Carga real	% de exceso
Doble	18.0 ton.	28.0 ton.	55.6
Triple	22.5 ton.	42.0 ton.	86.7

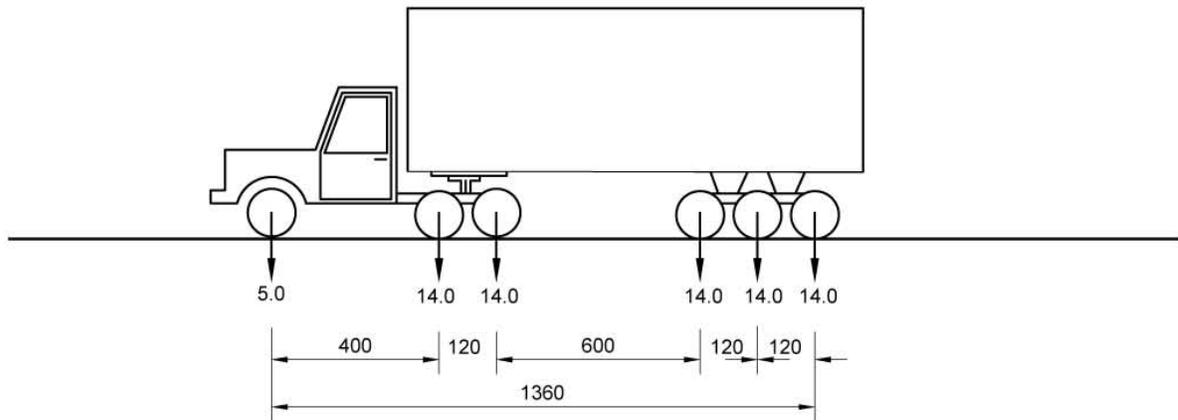
Tabla 6.1

Con los valores anteriores y considerando que el eje delantero de los camiones no sobrepasa las 5.0 ton., se obtiene para el camión T3-S3 una descarga real de 75.0 ton, es decir, la carga autorizada sobrecargada con el 63 %; mientras que para el camión T3-S2-R4, la descarga real es de 117.0 ton, lo que representa una sobrecarga del 51 %.

CARGAS REALES QUE CIRCULAN POR LA RED FEDERAL (1990-1995)

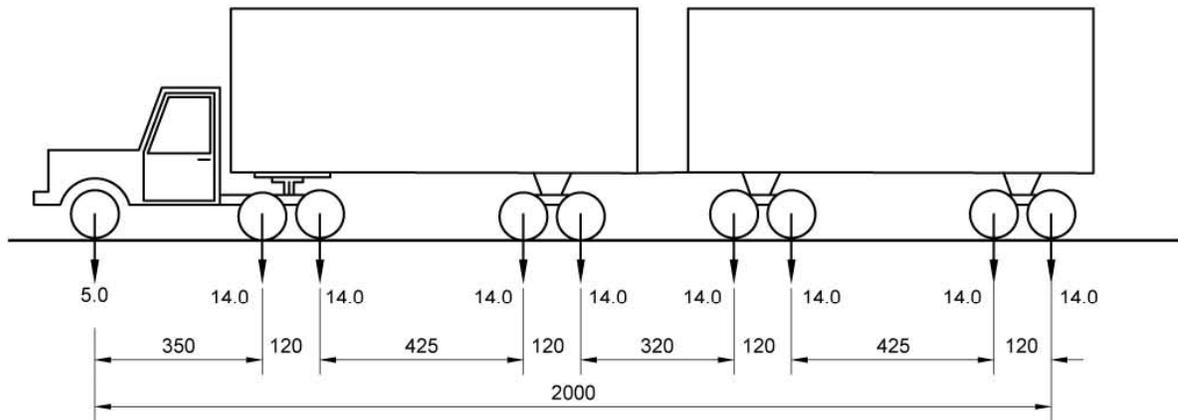
T3-S3 (Real)

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 75.0 TON.



T3-S2-R4 (Real)

PESO TOTAL DEL CAMIÓN = 117.0 TON.



NOTA: DIMENSIONES Y PESOS EN: CMS. Y TONS.

Figura 6.1

CLARO	C A M I Ó N T I P O				
	HS-20	T3-S3		T3-S2-R4	
	MOMENTO [ton-m]	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20	MOMENTO [ton-m]	% CON RESPECTO AL HS-20
13.000	70.301	136.404	194.03	128.158	182.30
14.000	76.606	153.761	200.72	149.054	194.57
15.000	84.865	171.136	201.66	169.964	200.28
16.000	92.967	188.528	202.79	190.885	205.33
17.000	101.076	206.596	204.40	211.815	209.56
18.000	109.175	225.162	206.24	234.392	214.69
19.000	117.299	243.747	207.80	259.973	221.63
20.000	125.419	262.348	209.18	287.784	229.46
21.000	133.533	280.964	210.41	315.613	236.36
22.000	141.661	299.592	211.48	343.928	242.78
23.000	149.784	318.230	212.46	373.108	249.10
24.000	157.931	336.878	213.31	402.294	254.73
25.000	166.078	355.534	214.08	431.485	259.81
26.000	174.223	374.197	214.78	460.681	264.42
27.000	182.361	392.866	215.43	489.881	268.63
28.000	190.499	411.542	216.03	519.084	272.49
29.000	201.868	430.222	213.12	548.291	271.61
30.000	206.793	448.907	217.08	577.500	279.26
31.000	214.944	467.596	217.54	606.712	282.27
32.000	223.091	486.289	217.98	635.927	285.05
33.000	231.238	504.986	218.38	665.143	287.64
34.000	239.387	523.686	218.76	694.362	290.06
35.000	247.539	542.388	219.11	723.582	292.31
36.000	255.690	561.093	219.44	752.804	294.42
37.000	263.843	579.801	219.75	782.028	296.40
38.000	271.999	598.511	220.04	811.253	298.26
39.000	280.155	617.223	220.31	840.479	300.00
40.000	288.309	635.937	220.57	869.706	301.66
41.000	296.460	654.652	220.82	898.935	303.22
42.000	304.612	673.369	221.06	928.164	304.70
43.000	313.546	692.088	220.73	957.395	305.34
44.000	324.083	710.808	219.33	986.626	304.44
45.000	334.620	729.530	218.02	1015.858	303.59

Tabla 6.2. Momentos Flexionantes Máximos (Cargas Reales)

En las tablas mostradas a continuación se aprecian los efectos producidos por estas cargas, así como los porcentajes que representan en relación a las cargas legales y a la carga de diseño AASHTO HS 20 para claros entre 10 y 35 metros.

CLARO [m]	C A M I Ó N T I P O						
	HS-20	T3-S3			T3-S2-R4		
	MOMENTO	MOMENTO	% CON RESPECTO		MOMENTO	% CON RESPECTO	
	[ton-m]	[ton-m]	AL HS-20	A LA CARGA LEGAL	[ton-m]	AL HS-20	A LA CARGA LEGAL
10	44.916	88.200	196.37	186.67	81.984	182.53	155.56
15	84.865	171.136	201.66	177.86	169.963	200.27	155.56
20	125.419	262.348	209.18	172.18	287.784	229.46	155.56
25	166.078	355.534	214.08	169.73	431.485	259.81	154.31
30	206.793	448.907	217.08	168.32	577.500	279.26	153.42
35	247.539	542.388	219.11	167.40	723.582	292.31	152.90

Tabla 6.3. Momentos Flexionantes Máximos (Cargas Reales)

CLARO [m]	C A M I Ó N T I P O						
	HS-20	T3-S3			T3-S2-R4		
	CORTANTE	CORTANTE	% CON RESPECTO		CORTANTE	% CON RESPECTO	
	[ton-m]	[ton-m]	AL HS-20	A LA CARGA LEGAL	[ton-m]	AL HS-20	A LA CARGA LEGAL
10	23.353	44.660	191.24	180.44	40.530	173.55	155.56
15	26.446	54.323	205.41	173.35	54.190	204.91	155.25
20	28.044	59.493	212.14	169.96	65.800	234.63	155.56
25	28.939	62.594	216.30	168.25	76.040	262.76	154.11
30	29.563	64.662	218.73	167.22	82.867	280.31	153.36
35	30.002	66.139	220.45	166.53	87.743	292.46	152.90

Tabla 6.4. Fuerzas Cortantes Máximas (Cargas Reales)

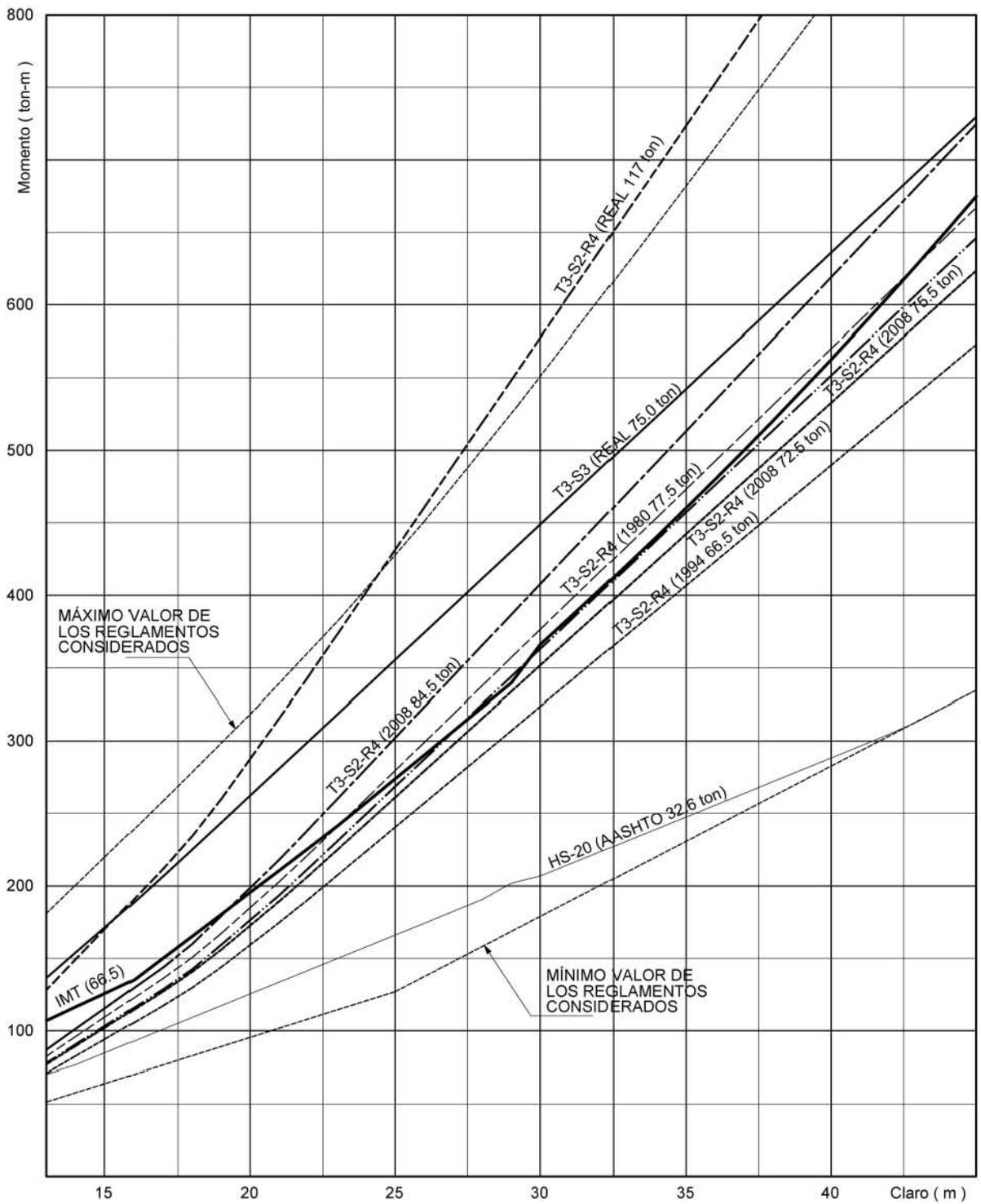


Figura 6.2

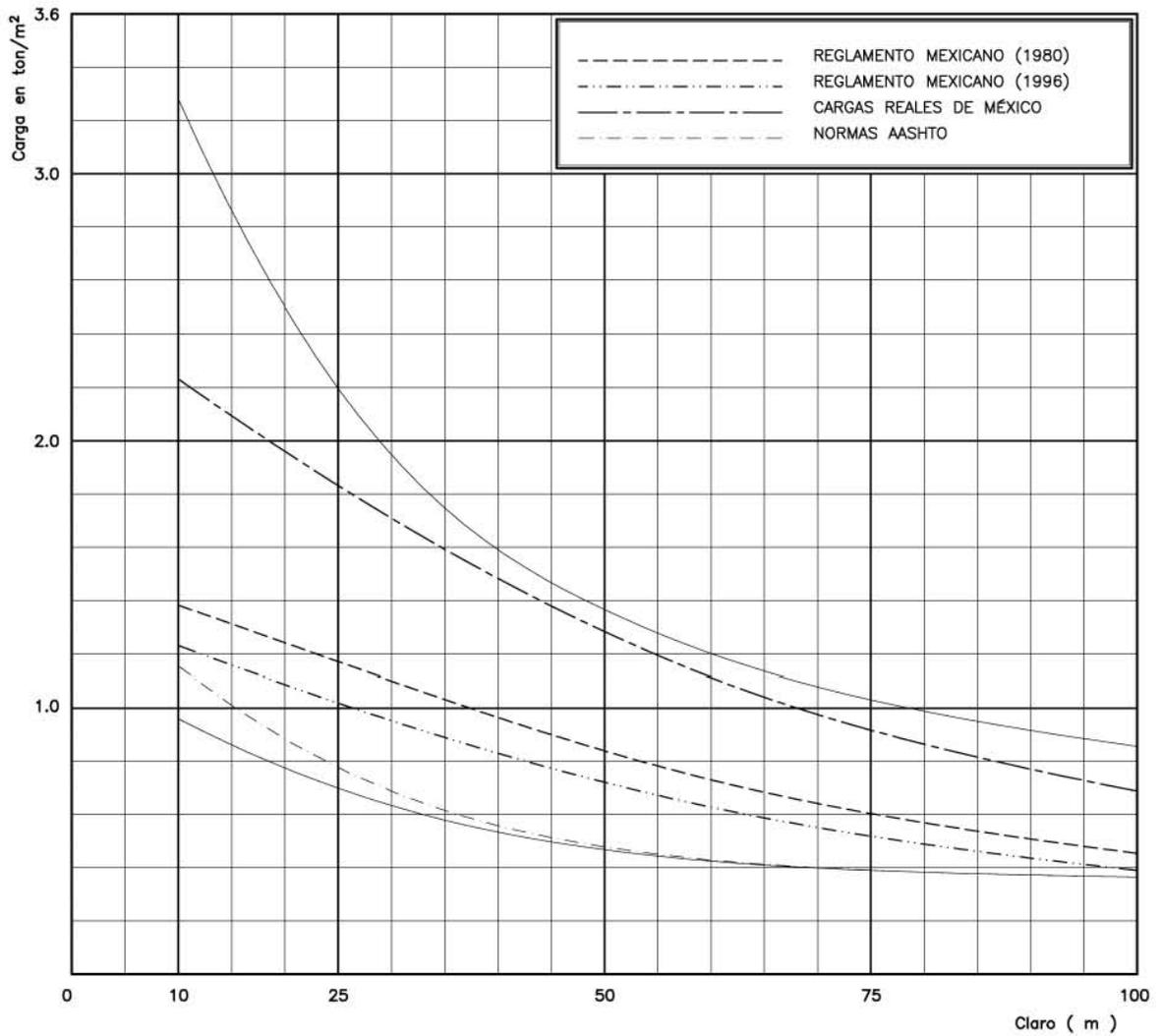


Figura 6.3. Carga equivalente para momento flexionante de los reglamentos mexicanos (Sin coeficiente dinámico)

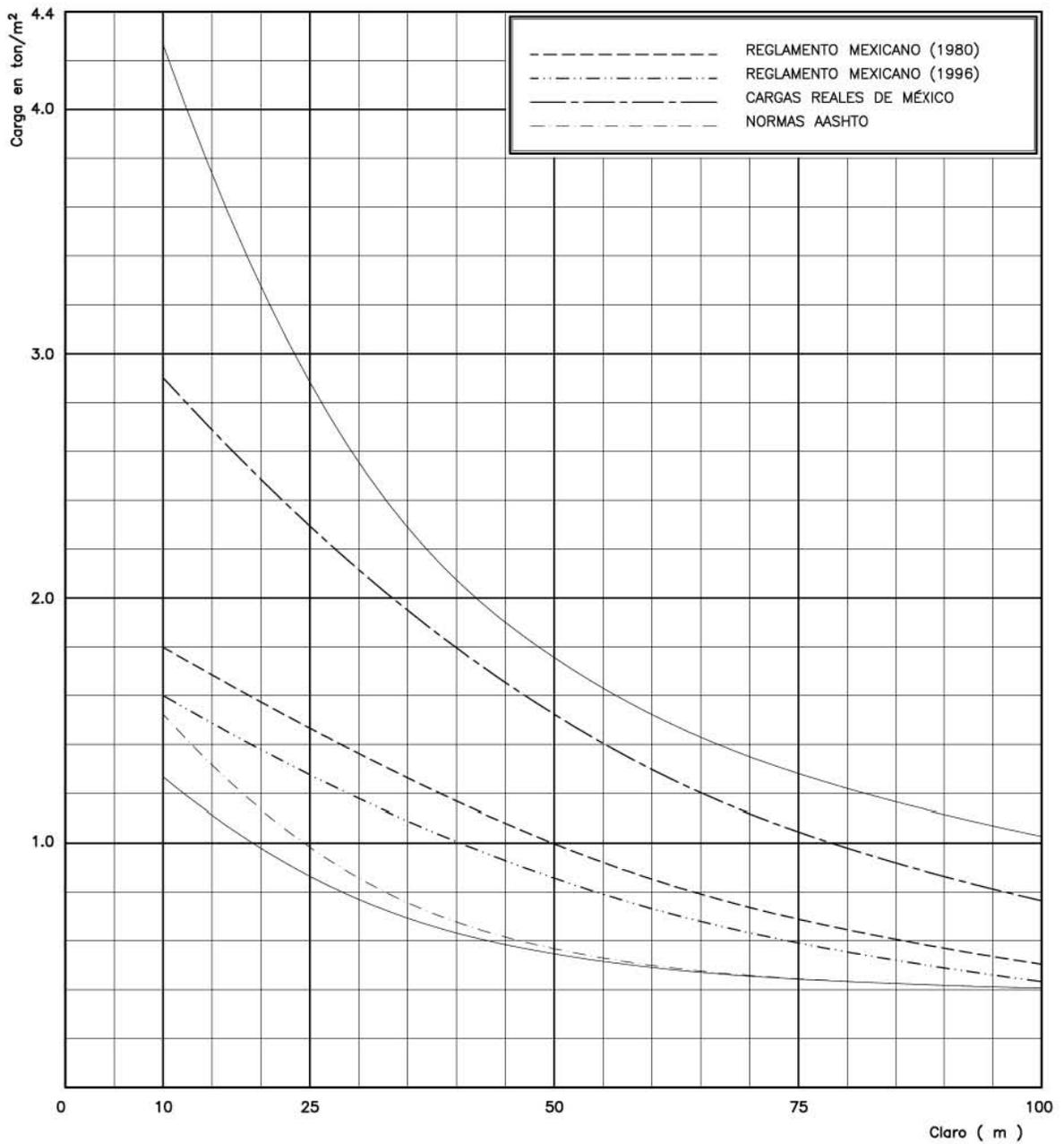


Figura 6.4. Carga equivalente para momento flexionante de los reglamentos mexicanos (Con coeficiente dinámico)

Del análisis resumido en las tablas anteriores se concluye, con asombro, que los puentes construidos antes de la autorización de las nuevas cargas (1980) y que,

en el mejor de los casos, fueron proyectados con la carga AASHTO HS 20, tienen que soportar esfuerzos debidos a la carga viva de hasta casi tres veces los considerados en el proyecto de los mismos.

Cabe mencionar que como la mayor parte de los puentes que operan en la red carretera de nuestro país fueron proyectados en base a las normas AASHTO, las cuales fueron concebidas para usarse en los proyectos de puentes de Estados Unidos, éstos deben soportar cargas vivas similares, solo que las cargas legales autorizadas para circular en las carreteras de la red norteamericana son de menor magnitud que las autorizadas en México y, además, las disposiciones legales dictadas en ese país son respetadas en la gran mayoría de los casos.

Por ejemplo, el vehículo más pesado autorizado a circular en los caminos tipo "A" de la red carretera mexicana en el Reglamento de 1980 es el denominado T3-S2-R4, el cual cuenta con nueve ejes distribuidos a lo largo de 20.0 m. y tiene una descarga total de 77.5 ton. Si sometemos las características de este vehículo a las especificaciones norteamericanas comprobaremos en forma clara lo dicho anteriormente.

En las normas norteamericanas, el peso total de un vehículo se calcula en base a la siguiente expresión:

$$W = 500 \left(\frac{LN}{N-1} + 12N + 36 \right)$$

En donde: W es el peso máximo en libras

L es la distancia en pies entre los ejes máximos

N es el número de ejes del vehículo

En el caso del vehículo T3-S2-R4, $N = 9$ y $L = 20.0 \text{ m.} = 65.6 \text{ pies}$, por lo que el peso total del camión según el Reglamento norteamericano sería:

$$W = 500 \left(\frac{65.6(9)}{9-1} + 12(9) + 36 \right) = 108,909lb$$

Es decir, 49.392 ton., lo que representa tan solo el 63.7 % de la carga autorizada en nuestro país.

Por último cabe mencionar que en el Reglamento de los Estados Unidos no se contempla ningún Vehículo con un número de ejes mayor a 7 y el camión con descarga mayor pesa solo 90,000 libras.(40.8 ton.) que representa apenas un poco más de la mitad (52.7 %) del vehículo más pesado autorizado en México.

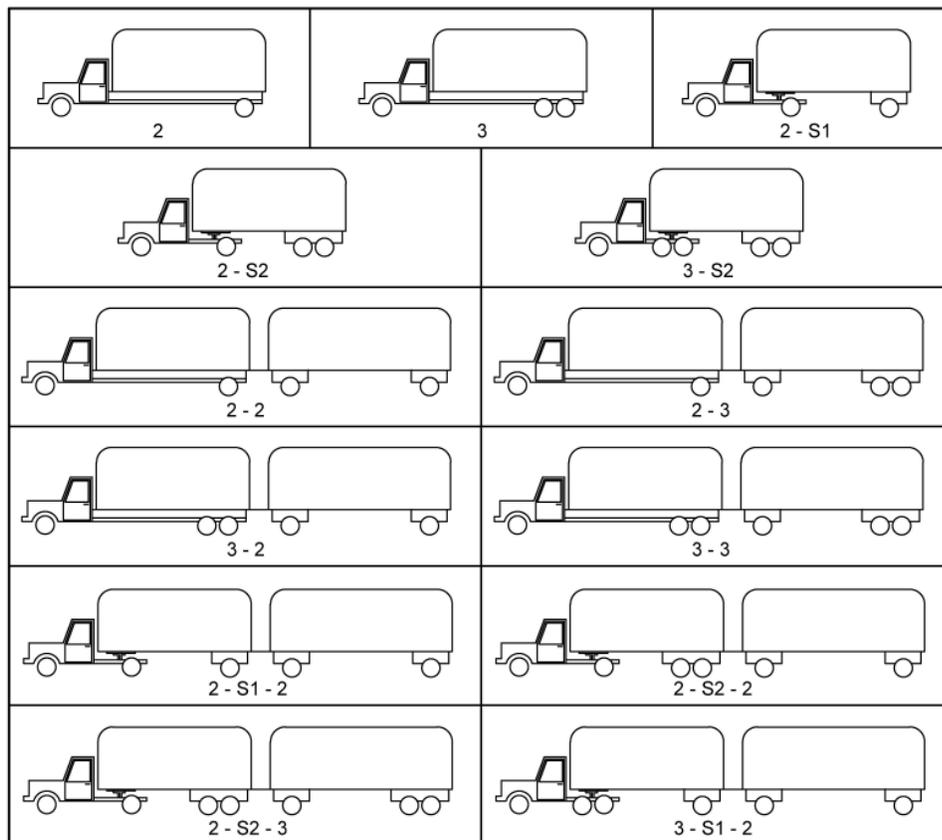


Figura 6.5. Tipos de Vehículos comerciales designados en el Reglamento de Estados Unidos de Norteamérica

6.3. Resultados de la revisión de elementos típicos.

A continuación presentaremos un breve resumen de la situación en que se encuentran los elementos típicos de los puentes nacionales en base a inspecciones realizadas en fechas posteriores a la publicación del Reglamento de 1980.

6.3.1. Losa de concreto reforzado.

Si se revisan por el método de los esfuerzos de trabajo las losas bajo las cargas reglamentarias resultan en condiciones sumamente críticas puesto que dichos esfuerzos exceden a los permisibles hasta en un 70%. La revisión por resistencia última no resulta tan crítica, pero tampoco se cumple. Estos resultados se explican porque, en las losas de la calzada de puentes, el efecto de la carga viva es altamente predominante porque la carga muerta es únicamente el peso propio y, en ocasiones, el peso del asfalto, que dan sollicitaciones muy pequeñas.

Es bien sabido que las losas de calzada han presentado fallas numerosas, caracterizadas por la apertura de baches al disgregarse el concreto y quedar solo el acero de refuerzo.

Es innegable que el incremento de la carga viva explica, en parte, las fallas mencionadas. Sin embargo la relación no es tan directa como a primera vista podría pensarse.

En efecto, debemos recordar que las expresiones que valúan el momento de diseño de una losa de puente, según AASHTO son semiempíricas. Hacia 1930 los trabajos de Westergaard en la Universidad de Illinois condujeron a una fórmula de este tipo:

$$M = \frac{PS}{4E}$$

Que consideran una carga de ruedas (P) aplicada al centro del claro libremente apoyado de la losa (S) y repartida en un ancho de distribución (E).

Posteriormente, y tomando en cuenta que muchas losas de puentes en los Estados Unidos estaban fallando por efecto de la corrosión inducida en el acero por las sales congelantes que se aplica en invierno a la losa, se decidió modificar arbitrariamente la expresión anterior aumentando el claro (S) en dos pies y haciendo $E = 8$ pies, de lo que resulta:

$$M = \frac{P(S + 2)}{32}$$

Expresión actualmente vigente. En México, esta expresión adoptada por AASHTO en 1958, empezó a aplicarse solo después de 1964 y por razón de haberse registrado numerosas fallas.

Estudios en modelos físicos y matemáticos realizados en México indican que los esfuerzos que se desarrollan en las losas son bajos y no explican esas fallas. En cambio, las observaciones en las obras indican que la falla en la losa está casi siempre asociada a un mal drenaje que permite la formación de encharcamientos sobre la misma.

Lo anterior queda confirmado por investigaciones que se han realizado recientemente en la provincia de Ontario, Canadá que indican que en la losa no se desarrollan los esfuerzos previstos por el análisis de flexión bajo las cargas aplicadas y que las losas toman la carga trabajando como membranas, es decir, por la generación de fuerzas de compresión en su plano. Estas investigaciones conducen a que, desde el punto de vista estructural, las losas calculadas conforme a AASHTO están sobradas, aún para las nuevas cargas.

Como resultado de lo descrito arriba, en Ontario se ha publicado un Reglamento para el cálculo de puentes que permite colocar en las losas únicamente refuerzos nominales por temperatura. En varios estados de Estados Unidos se han

realizado investigaciones que confirman los resultados de Ontario y es muy probable que, con base en ello, se modifiquen próximamente las Normas AASHTO para especificar refuerzos en las losas mucho menores que los actuales.

En México, tendremos que ser cautos en seguir esta tendencia. Por una parte, hay que hacer notar que las losas nacionales suelen tener mayor claro que los que se emplean en Estados Unidos y Canadá sobre todo en las difundidas losas con dos nervaduras por lo que es posible que el trabajo de membrana no se defina claramente

Sin embargo, puede concluirse que la prioridad que tenemos con las losas es protegerlas del deterioro ambiental, antes que los efectos de las nuevas cargas. La protección más barata es la constante vigilancia del drenaje superficial para mantenerlo en condiciones adecuadas; en puentes especiales, debemos, cada vez más, aplicar las capas de estanqueidad que son usuales en países de climas más severos. El costo de estas capas se justificará por la reducción de los costos de conservación.

6.3.2. Vigas de concreto reforzado.

La revisión por esfuerzos de trabajo de estos elementos, bajo la acción de las nuevas cargas legales, indica que dichos esfuerzos exceden a los permisibles en un 25%, en promedio. Este exceso, aunque poco deseable, no es exagerado y podría ser aceptable. La revisión por el método de resistencia última indica que la gran mayoría de las vigas cumple con las normas anteriormente explicadas sujetas a las cargas legales.

Estos resultados explican que no se hayan registrado fallas por carga viva en vigas, con excepción de la aparición de grietas por cortante en muchas de las construidas antes de 1964. La razón de esta deficiencia estriba en que antes de

esa fecha se sobrestimaba la fuerza cortante tomada por el concreto. Ya que se aplicaban, para ella, expresiones desarrolladas para vigas de edificios que, en general, son más anchas y menos peraltadas que las de los puentes.

Los puentes recientes, calculados bajo el supuesto de que la fuerza cortante tomada por el concreto es nula no presentan el agrietamiento diagonal de cortante ni siquiera bajo las nuevas cargas.

En otras vigas, se han detectado daños importantes generados aparentemente, por las cargas excesivas pero en la mayor parte de ellas el problema se genera por la falla del dispositivo de apoyo. Al colapsarse este dispositivo la viga queda mal apoyada y se golpea al paso de la carga. Algo similar se presenta cuando, por cargas pesadas, falla la conexión entre viga y diafragma transversal. En estas condiciones el diafragma se transforma en un ariete que golpea y daña a la viga cada vez que sobre él actúa una carga pesada.

Se han presentado también fallas de flexión y cortante en puentes construidos por entidades no camineras en los que no se han aplicado los criterios AASHTO para diseño.

Lo que hemos expuesto para vigas y losas de concreto reforzado nos indica que nuestra actitud hacia estos elementos debe ser pragmática. Los cálculos de la resistencia serán un elemento de juicio que norme nuestro criterio pero no serán determinantes. La decisión que adoptemos respecto a ello se fundará básicamente, en la que apreciemos sobre el estado físico de la obra en el sitio.

6.3.3. Superestructuras de acero.

Este tipo de estructuras es más peligroso que el de concreto reforzado, en razón de que generalmente tiene mayor antigüedad y fue diseñada para cargas menores y a causa de que hay menores reservas de resistencia.

Existen en el país numerosos puentes que datan de las primeras décadas de este siglo, constituidos por armaduras de acero. La revisión de éstas, bajo la acción de las cargas legales actuales indica que los esfuerzos de trabajo exceden hasta en 50% a los esfuerzos permisibles. Este incremento es bastante importante aunque todavía está lejos de la falla que se presentaría para excedencias del orden del 100%. Sin embargo, el efecto más desfavorable del exceso del 50% estriba en que produce flechas mucho mayores a las aceptables según Normas, estas flechas cuando el tránsito es intenso, producen efectos de fatiga que van mermando cada vez más la resistencia de la estructura.

Por lo anterior, es recomendable reforzar estas estructuras para las nuevas cargas y es aconsejable que este reforzamiento sea conservador aplicando para ello el método de los esfuerzos de trabajo. El reforzamiento se facilita porque pueden soldarse cubreplacas a los perfiles existentes, pero se debe tener cuidado en considerar que la sección reforzada toma los efectos de la carga viva, pero que los efectos de la carga muerta siguen siendo tomados por la sección original, a menos que se apuntale la estructura antes del reforzamiento.

Desafortunadamente en estos puentes es usual que, aparte de la incapacidad estructural, se tenga una incapacidad vial, ya sea porque son angostos o porque su trazo es defectuoso; Por estas razones el reforzamiento en muchas ocasiones se complica porque debe ser acompañado de un ensanchamiento.

6.3.4. Puentes de concreto presforzado.

Las superestructuras de concreto presforzado se calculan, normalmente, para que los esfuerzos en la fibra inferior nunca sean de tensión, sino que toda la sección esté comprimida aún bajo la acción de la carga rodante; la revisión de las estructuras presforzadas usuales en México bajo la acción de las cargas legales actuales indican que aparecen esfuerzos de tracción hasta de 80 kg/cm^2 en dicha fibra inferior. Estos esfuerzos son tres veces mayores a los que causan el agrietamiento bajo flexión del concreto, por lo que es sorprendente que no se aprecien grietas de flexión en las vigas presforzadas de los puentes muy transitados.

Lo anterior se explica por el comportamiento inelástico de la sección de concreto presforzado al aumentar la carga y acercarse a la condición de ruptura. En efecto, si se revisan las estructuras típicas por el método de la resistencia última se encontrará que cumplen con las normas de seguridad aún con las cargas legales actuales.

Sin embargo, esto no quiere decir que debemos despreocuparnos de los efectos de las cargas pesadas nuevas en las estructuras presforzadas. Se han realizado ensayos en tendones de acero de presfuerzo aislados sujetos a cargas cíclicas y colocados dentro de una celda que contiene un agente agresivo (por ejemplo: el tiocianato de amonio) que indican que la vida del tendón sea corta considerablemente por los efectos de la fatiga.

El acero de presfuerzo es muy vulnerable a la corrosión porque los altos esfuerzos que en él se aplican son posibles por el reordenamiento de su estructura cristalográfica, pero esta misma circunstancia favorece la penetración de iones hidrógeno que facilitan su ruptura bajo lo que se denomina "corrosión catódica". Si el acero se expone a un agente agresivo, termina por fallar por el efecto de esta corrosión, pero ese tiempo es menor si se incrementa el nivel de esfuerzos, el

rango de variación del mismo y el número de ciclos de carga, es decir, por efecto de fatiga.

No se han extendido las investigaciones realizadas en tendones aislados a estructuras completas, compuestas de concreto y tendones de presfuerzo, pero si puede adelantarse que los efectos de fatiga resultarán también desfavorables para la estructura completa, acortando su duración.

Capítulo 7

Estudios propuestos para las modificaciones de la normatividad existente.

Resulta evidente afirmar que las cargas vivas autorizadas en el Diario Oficial del 28 de Noviembre de 1980 y en los Reglamentos posteriores de 1994 y 2008, para circular por los caminos de jurisdicción federal, están afectando y van a afectar en el futuro a los puentes de estos caminos que ya estaban en operación cuando se autorizaron las nuevas cargas. Es por esto que debe preverse la forma en que deben proyectarse en lo sucesivo los puentes de estos caminos para tomar en cuenta el efecto de dichas cargas.

Se considera que los efectos más severos que pueden causar las nuevas cargas autorizadas sobre los puentes carreteros, son los efectos dinámicos de la fatiga sobre los materiales que forman la estructura.

Sin embargo, las especificaciones de diseño estructural en lo que se refiere a los efectos de fatiga son muy escasas. Por lo que se refiere a los efectos de fatiga, las especificaciones para el diseño de puentes usadas en nuestro país son muy pobres y limitadas aunque, como se sabe, dichas estructuras son de primordial importancia y la falla de una de éstas afectaría de manera importante la economía de la zona donde se encuentra ubicada.

Apenas en 1975 se adoptaron en los Estados Unidos normas para considerar los efectos de fatiga en los aceros de refuerzo para el concreto, elaborando recomendaciones de diseño que se basan en establecer valores de los esfuerzos mínimos para los rangos de esfuerzo a que trabajarán los materiales componentes con la recomendación de que cuando se tengan valores mayores a los establecidos, el daño potencial por fatiga se evalúe con análisis más completos.

Aún con lo anterior, las normas para el diseño de puentes siguen siendo escasas, por lo que se hace necesaria la evaluación de los efectos dinámicos de impacto y de fatiga para lograr proyectos de estructuras más seguras y duraderas.

7.1. Impacto o efecto dinámico.

Las normas de proyecto contienen recomendaciones para el cálculo de puentes que permiten considerar las cargas vivas como cargas estáticas. Sin embargo, esta consideración es simplista. Las cargas vivas son cargas dinámicas. Sus efectos en una estructura deben ser función de la masa, de la velocidad y de la frecuencia de aplicación de la carga, así como de la masa y de la rigidez de la estructura, que definen la frecuencia natural de vibración de ésta. De acuerdo con esto, en rigor la carga viva debería ser diferente para cada tipo de superestructura.

7.2. El fenómeno de la fatiga.

Numerosas experiencias de laboratorio y observaciones de estructuras reales, permiten afirmar, concluyentemente, que el daño en los puentes no se genera fundamentalmente por el aumento de magnitud de la carga aplicada sino por la fatiga estructural ocasionada por la repetida aplicación de las mismas. Un puente puede admitir sin daño una carga considerablemente mayor que la de proyecto, si se le aplica por una sola vez. En cambio, la aplicación de numerosos ciclos de carga poco mayores que la de proyecto puede causar deterioros importantes por el efecto de fatiga.

Los efectos dinámicos que producen las nuevas cargas se traducen en daños que al acumularse producen la falla por fatiga de la estructura, la cual en algunos casos puede ser peligrosa cuando llega a presentarse en forma de colapso.

Se denomina FATIGA a la disminución de la carga de rotura que experimenta un elemento sujeto a numerosos ciclos de carga variable respecto de otro, de iguales características al que se aplica carga creciente en forma monotónica.

En general, el fenómeno ha sido observado en todos los campos de la ingeniería estructural y en la actualidad se ha convertido en motivo de preocupación internacional, debido a que se han incrementado las fuentes y la intensidad de las cargas dinámicas y a que los avances en la eficiencia de las técnicas de diseño requieren que los materiales trabajen a los más altos esfuerzos tanto estáticos como dinámicos.

Los efectos de fatiga no se pueden evaluar en función de los esfuerzos permisibles ni de los coeficientes de seguridad que tienen como reserva los elementos estructurales porque en realidad se generan por la energía mecánica que se acumula a partir de las deformaciones inelásticas de los materiales. Esta energía que no se disipa lleva a los materiales a un punto de inestabilidad molecular que rompe su cohesión en las secciones críticas y provoca grietas que al propagarse anulan la resistencia de dichos materiales y pueden, en algunos casos, llegar al colapso de las estructuras.

Los efectos de la fatiga se manifiestan, en las estructuras metálicas de los puentes, en forma de agrietamientos, generalmente en dirección transversal en los elementos sujetos a tensión.

Por lo que toca a la apariencia de las losas de concreto de los tableros de los puentes, de acuerdo con los ensayos experimentales y las observaciones de campo, la fatiga comienza por manifestarse en la cara inferior de las losas, con un patrón de agrietamiento que se inicia a partir de los puntos de aplicación de las cargas, el cual se propaga lentamente, primero con una trayectoria radial y después siguiendo la dirección de los momentos flexionantes principales, hasta formar una retícula que semeja el entramado de una concha de tortuga.

Después de unos cien mil ciclos de carga creciente la propagación se frena, la densidad de las grietas en la superficie inferior de la losa se vuelve estacionaria, sin embargo, por el efecto de los movimientos secuenciales repetidos de las cargas que producen compresiones y torsiones alternadas, las dos caras que

limitan cada grieta se ponen en contacto y por fricción se desgastan una contra la otra, con desprendimiento de polvo producto de la trituración del concreto, dando lugar a la formación de ranuras de abertura estrecha, que invalidan la continuidad de la rigidez a la flexión de la losa y reducen considerablemente su resistencia al cortante que, como es sabido, depende de la trabazón entre las partículas de los agregados.

Adicionalmente, estas discontinuidades dan lugar a la penetración total de las grietas en el espesor de la losa, la cual tiene lugar por progresión de las grietas de torsión y a esfuerzos de compresión y de tensión que se presentan en la parte superior de las secciones agrietadas cuando la carga de las ruedas se desplaza a una posición alejada de las mismas.

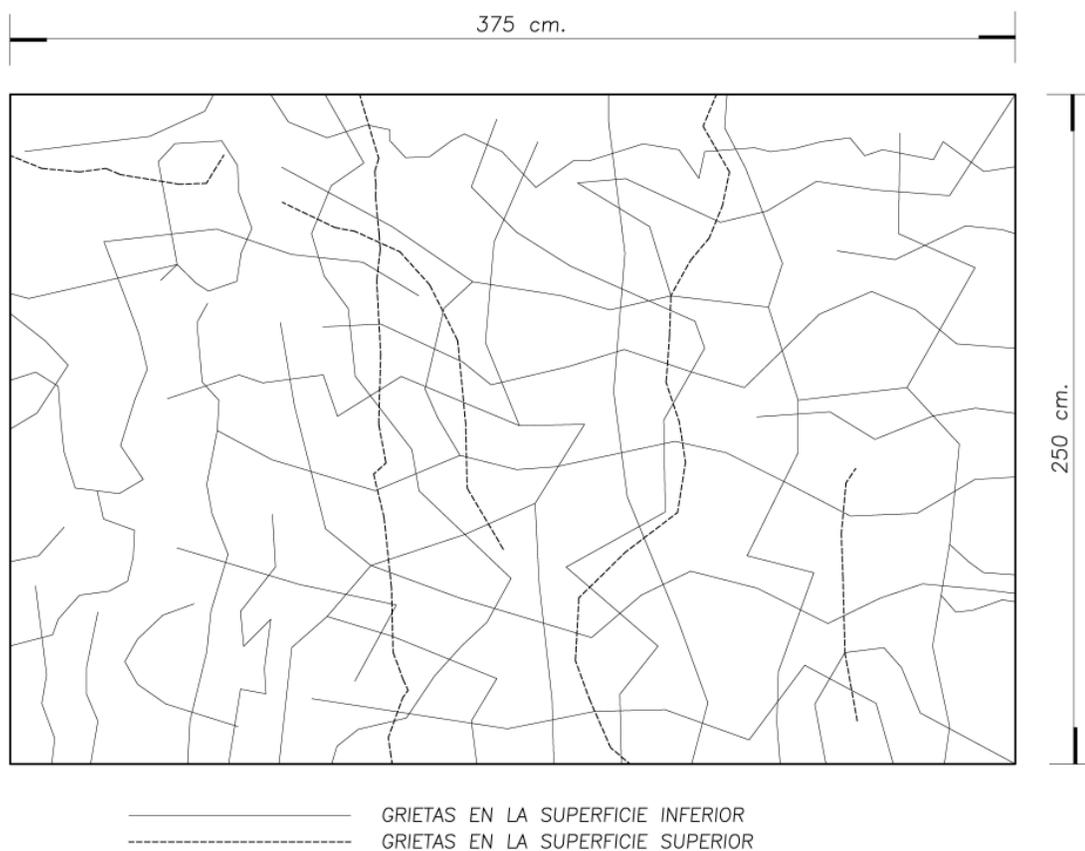


Figura 7.1. Grietas en la superficie de una losa de concreto reforzado.

Cuando el agua de lluvia penetra por las secciones agrietadas se acelera en gran medida la reducción en las rigideces de flexión y de cortante, la que hace que la superficie de la losa ceda y se produzca el colapso de la misma bajo la acción de una carga moderada estimada de acuerdo con las especificaciones.

Al mismo tiempo la penetración del agua de lluvia por las grietas, provoca el abatimiento de la alcalinidad del recubrimiento del concreto que origina un frente de despasivación que avanza hasta el acero de refuerzo que provoca la corrosión y la ruptura de la adherencia de dicho acero con el concreto.

En las trabes de concreto parcialmente presforzadas, la fatiga ocasiona sobre todo agrietamientos inclinados de tensión diagonal que fracturan a su vez las ramas de los estribos cuando se agota su capacidad. Al producirse estos agrietamientos se expone a su vez la integridad de los aceros de presfuerzo, que pueden fragilizarse por los efectos del hidrógeno que se produce en los procesos de corrosión del mismo acero.

Es por lo tanto deseable que en la conservación de las estructuras de los puentes se tome en cuenta, de una manera más adecuada, la posible aparición de los efectos de la fatiga para poder corregirlos o preverlos oportunamente. Así mismo deben tenerse presentes los efectos de dichos efectos de fatiga desde el diseño mismo de estas estructuras.

7.3. El fenómeno de la corrosión.

Como se ha mencionado, la fatiga ocasiona agrietamientos que exponen la integridad de los aceros de refuerzo haciéndolos vulnerables al proceso corrosivo. Los efectos de fatiga que ocasionalmente se combinan con los de corrosión pueden reducir enormemente la vida útil prevista para las estructuras.

La corrosión provoca la acumulación de óxido férrico hidratado en la superficie del acero con polaridad anódica (-). Este óxido es compacto, insoluble y sumamente poroso, por lo que llega a ocupar un volumen ocho veces superior al del material transformado, lo que ocasiona presiones de estallamiento en el concreto del orden de 350 kg/cm^2 y por consecuencia el recubrimiento se agrieta, se mancha de óxido y en algunas partes se desprende por estallamiento o delaminación.

La velocidad de penetración del frente de despasivación, es mucho más rápida en los lugares donde existen grietas y está en función de su ancho; cuando el frente llega a una varilla de acero se extiende rápidamente a lo largo de la superficie de esta varilla.

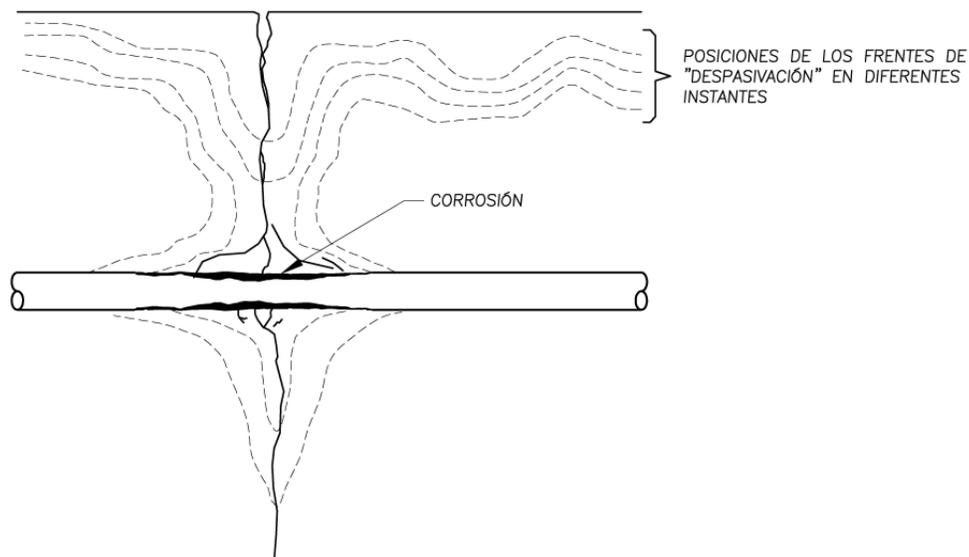


Figura 7.2. Esquema del avance de un frente de despasivación en la zona de una grieta

Una vez que el frente ha llegado al nivel de las varillas, la velocidad de la corrosión ya no depende del ancho de las grietas, sino de que el oxígeno alcance la zona catódica (+) del metal. La superficie de las varillas en el frente de despasivación forma la zona anódica, mientras que la superficie de las que están fuera, constituye la zona catódica; la velocidad de la corrosión depende también de la resistencia del circuito eléctrico del ánodo al cátodo a través del concreto. Esta resistencia depende a su vez del contenido de agua del concreto y de la concentración de sales disueltas en esa agua.

Conclusiones.

Los puentes que forman parte de la red nacional de carreteras se encuentran, en su gran mayoría en condiciones desfavorables de seguridad estructural. Por una parte, las cargas que actualmente circulan, aun las que respetan las limitaciones legales, son mucho mayores a las consideradas en el proyecto de esas obras; y por la otra, la resistencia de las estructuras se ve disminuida día con día, por los daños físicos impuestos por los agentes naturales de deterioro, daños que durante muchos años no habían sido contrarrestados por políticas sistemáticas de conservación.

Resulta evidente afirmar que muchas de las carreteras existentes deberán modificarse para adecuarlas al crecimiento de la demanda de transporte, por lo que se hace necesario definir que tratamiento habrá de darse a los puentes antiguos que queden comprendidos dentro de una carretera que al ser modernizada recibirá cargas de mayor peso y mayor frecuencia.

Una solución rápida del problema nos conduciría a desechar esas obras sustituyéndolas por otras nuevas, diseñadas para las nuevas condiciones de carga y con una aplicación rigorista de las Normas de proyecto. Dicha actitud podría justificarse, ya que es evidente que el simple aumento de las cargas originará que estos puentes antiguos no cumplan con las disposiciones de seguridad reglamentarias; pero esta solución, además de simplista, es totalmente impráctica y altamente desaconsejable teniendo en cuenta la escasez actual de recursos económicos. Los puentes existentes pueden reforzarse o reestructurarse para tomar las nuevas cargas en condiciones adecuadas de seguridad.

Con el objeto de controlar el peso de los vehículos y, con ello, tratar de reducir el problema de deterioro en los puentes carreteros, se hace necesaria la implantación de un sistema que sea realmente efectivo para que los transportistas no sobrepasen las cargas autorizadas por la ley. Hace algunos años se implantó un sistema de control del peso vehicular, consistente en la instalación de básculas

de gran tonelaje en puntos estratégicos de la red federal de caminos. La medida adoptada ofreció buenos resultados solo al principio, pero muy pronto degeneró en acciones de corrupción y tuvo que ser desechada.

Debido a la ineficiencia del sistema de pesaje descrito, se recomienda que éste se lleve a cabo pero de manera que sea inadvertido para los transportistas. Recientemente se ha implementado un sistema de pesaje dinámico con características similares a los dispositivos empleados en los trabajos de aforo vehicular. Dicho sistema se coloca en las carreteras sin que sea muy visible para los camioneros, además es portátil de manera que puede cambiarse de lugar con suma facilidad. Con esta medida no podrá actuarse de manera directa sobre los infractores, pero si podrá saberse con mayor precisión la magnitud real de las cargas que circulan por la red carretera nacional y, de este modo, adoptar las medidas pertinentes a la hora de realizar el proyecto de las estructuras que se requieran en el futuro.

Se recomienda también, instrumentar puentes para medir los efectos reales causados en las estructuras por la circulación de las nuevas cargas.

Para medir las respuestas de la estructura, lo más frecuente es medir las deformaciones que la carga produce en secciones críticas, por ejemplo, las flechas en el centro del claro. Esta medición puede hacerse por medio de aparatos topográficos de alta precisión o de micrómetros. Se recomienda que se midan también las deformaciones de los apoyos para corregir las lecturas y obtener las flechas reales. El procedimiento descrito corresponde a cargas estáticas, pero pueden realizarse también pruebas de carga dinámica, pero en este caso, las deformaciones deberán medirse con equipos especiales.

Aparte de medir deformaciones, pueden medirse giros, con el auxilio de clinómetros, o bien esfuerzos por medio de extensómetros.

Otras pruebas que pueden realizarse son las que registran las oscilaciones de la estructura bajo una carga rodante de características similares a las de diseño o

bajo un excitador mecánico de otro tipo. Se han desarrollado acelerómetros electrónicos portátiles que pueden registrar las frecuencias y amplitudes con que oscila la estructura. A partir de estos datos se puede obtener el amortiguamiento y el periodo. En el caso de estructuras bajo sospecha, la comparación de estas características dinámicas con las medidas o calculadas teóricamente para una estructura sana de iguales propiedades geométricas y elásticas, proporciona un índice cualitativo del deterioro. En el caso de estructuras reparadas y reforzadas, la obtención de las características dinámicas antes y después de la rehabilitación dará una medida de la eficacia de la misma.

Una vez que se tenga conocimiento de la magnitud real de las cargas que circulan sobre los puentes y de los efectos que estas cargas producen en los mismos, se recomienda tomar las medidas pertinentes para modificar las Normas de proyecto pues, como se sabe, dichas normas son una adaptación de las Normas norteamericanas y no corresponden del todo a los patrones de proyecto ni a los sistemas constructivos de nuestro país.

Como se señaló durante el desarrollo de esta tesis, ya se ha formulado en el 2008 una Norma para el diseño de los puentes, la del Instituto Mexicano del Transporte, pero hasta la fecha no se ha generalizado su uso y se siguen utilizando para el diseño los vehículos tipo T3-S3 y T3-S2-R4, cuyas características en peso y dimensiones se derivan del Reglamento emitido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y publicado en el Diario Oficial de la Federación en ese mismo año.

Como también señalamos, muchos de los vehículos que circulan por las carreteras de México exceden los límites de peso establecidos en el Reglamento señalado, por lo que usar los vehículos tipo reglamentarios traerá como consecuencia que los proyectos de los puentes sean insuficientes desde su origen mismo, redundando a su vez en la aceleración de su deterioro y, por ende, una disminución en la vida útil de los mismos.

Hay que recordar que las cargas tipo formuladas por el Instituto Mexicano del Transporte, las denominadas IMT 66.5 e IMT 20.5, son el resultado de un estudio muy completo y que necesitó cerca de 15 años para su conclusión, por lo que resulta increíble entender por qué que no se obliga a las empresas, contratadas por la SCT para la realización de los proyectos de los puentes, a usar las cargas tipo señaladas en la Normativa de la misma Secretaría y se sigan utilizando vehículos tipo reglamentarios que, cuyas características en peso y dimensiones, sobradamente sabemos, no son respetadas por las empresas transportistas.

También se hace hincapié en señalar la importancia de que en el proyecto y conservación de las estructuras de los puentes se tome en cuenta, además de la Carga Tipo más adecuada, la manera de considerar de una manera más efectiva la posible aparición de los efectos de fatiga traducidos en el fisuramiento de los elementos de concreto y la posible aparición de efectos de corrosión que se producen en consecuencia debido al ataque de la humedad sobre las fisuras así producidas.

Por último, no hay que olvidar que conservar en buenas condiciones las obras es una responsabilidad compartida: a los ingenieros civiles corresponde impedir o corregir de manera oportuna el deterioro natural que causan el tiempo y los agentes naturales, y a los usuarios hacer un buen uso de las obras, atendiendo a las especificaciones que el constructor haya establecido.

Bibliografía.

AASHTO, Standard Specifications for highway bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials”, fifteenth edition. EUA, 1992

AASHTO, Standard Specifications for highway bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials”, seventeenth edition. EUA, 2002

Fossas Requena, Fernando, “Cargas vivas sobre puentes”, Seminario Internacional sobre Puentes, Memoria, Instituto Mexicano del Transporte, octubre, México, 1991.

Galindo Solórzano, Amílcar, Comunicación personal.

Guerrero y Gama, Vicente, “Apuntes de la clase de puentes”, Escuela Nacional de Ingeniería, UNAM, México 1959.

Instituto Mexicano del Transporte, “Formulación de la Norma SCT de Cargas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes Carreteros”, Publicación Técnica No 253, Sanfandila, Qro, 2004.

Instituto Mexicano del Transporte, “Análisis estadístico del peso y las dimensiones de los vehículos de carga que circulan por la Red Nacional de Carreteras”, Estaciones instaladas durante 1991, Documento Técnico No 8, Sanfandila, Qro, 1992.

Instituto Mexicano del Transporte, “Estudio de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan sobre las carreteras nacionales”, Documento Técnico No. 17, México, Sanfandila, Qro, 1995.

Instituto Mexicano del Transporte, “Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional”, Análisis estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en 2009, Documento técnico No. 45, Sanfandila, Qro, 2010.

McCormac, Jack C., “Análisis Estructural”, Tercera Edición, Edit. Harla, México, 1983.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, “Capítulo XI del reglamento del capítulo de explotación de caminos de la ley de vías generales de comunicación que trata del peso y otras características de los vehículos”, Diario Oficial de la Federación, 3 de octubre y 28 de noviembre, México, 1980.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, “Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal”, Diario Oficial de la Federación, 26 de enero, México, 1994.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Norma oficial mexicana NOM-012-SCT-2-1994, sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos

de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal”, Diario Oficial de la Federación, 29 de noviembre, México, 1994.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Norma oficial mexicana NOM-012-SCT-2-1995, sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal”, Diario Oficial de la Federación, 7 de enero, México, 1997.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 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 los caminos y puentes de jurisdicción federal”, Diario Oficial de la Federación, 1 de abril, México, 2008.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Acuerdo que modifica el transitorio segundo de la 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 los caminos y puentes de jurisdicción federal, publicada el 1 de abril de 2008”, Diario Oficial de la Federación, 1 de abril, México, 2012.

Tavares Cansado, João Fernando “Sobrecargas para pontes de estradas. Estudo comparativo dos regulamentos de vários países”, *Laboratorio de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, 1952*