



Universidad Autónoma de Querétaro
 Facultad de Ingeniería
 Maestría en Ciencias (Estructuras)

Evaluación de factores de distribución de carga en puentes presforzados de México

Opción de titulación
Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
 Maestro en Ciencias (Estructuras)

Presenta:

Ing. Jesús Iván Valenzuela Delgado

Director:

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández

Co-director:

M. en C. Saúl Enrique Crespo Sánchez

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández
 Presidente

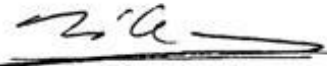
M. en C. Saúl Enrique Crespo Sánchez
 Secretario

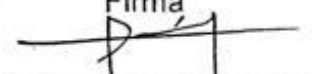
Dr. Francisco J. Carrión Viramontes
 Vocal

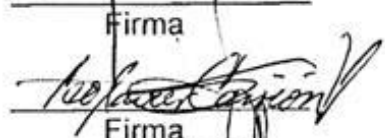
Dr. Jaime Moisés Horta Rangel
 Suplente

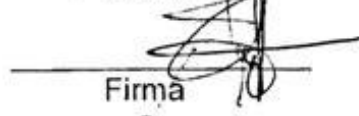
Dr. Moisés Arroyo Contreras
 Suplente

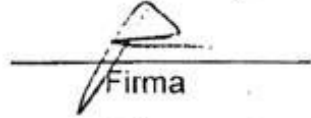
Dr. Manuel Toledano Ayala
 Director de la Facultad



 Firma


 Firma


 Firma


 Firma


 Firma


 Firma

Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
 Director de Investigación y Posgrado

Centro Universitario
 Querétaro, Qro.
 Mayo 2018

RESUMEN

El análisis estructural para el diseño de puentes comienza por determinar las acciones que actúan sobre la estructura, las cuales se distribuyen a través de la superestructura provocando efectos particulares para cada elemento estructural de composición. La carga vehicular es la principal acción viva que actúa sobre la superestructura de un puente vehicular. Para estimar la repartición de esta carga en los elementos estructurales, se utilizan diversos modelos de distribución, que en su simplicidad, presentan limitantes y restricciones para su aplicación. Ejemplos de ellos son el método de Courbon y sus variaciones, método del emparillado, métodos normados como el de coeficientes AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), AASHTO LRFD (Load and Resistance Factors Design), normativa SCT, OHBDC (Ontario Highway Bridge Design Code) y CSA (Canadian Standard Association). Los métodos normados mencionados anteriormente se rigen principalmente por un valor D definido por la configuración geométrica y material del puente, así como de la especificación de carga de diseño, el cual correlaciona los efectos particulares en los elementos de la superestructura de estos sistemas provenientes de un análisis global, con los efectos generados por los trenes de carga aplicados a un elemento particular en un análisis particular del elemento. Actualmente, el criterio que rige el diseño estructural de puentes en México es el propuesto por la normativa SCT. El cual tiene como base el criterio enmarcado en la normativa AASHTO, el cual fue desarrollado para las condiciones particulares de EE.UU. El presente trabajo analiza los principios y particularidades de los criterios anteriores, y presenta los resultados de un análisis realizado para las estructuras representativas de México empleando los diferentes criterios, mientras que se propone una metodología para el desarrollo de un modelo de distribución de carga en estos sistemas, considerando las condiciones particulares de México.

(Palabras clave: factores de distribución, diseño de puentes, carga viva vehicular, puentes presforzados, distribución transversal de carga,)

SUMMARY

Structural analysis for the design of bridges begins by determining actions acting on the structure, which are distributed through the superstructure, causing particular effects for each structural element of composition. Vehicle load is the main live action acting on the superstructure of a vehicular bridge. To estimate the distribution of this charge in the structural elements, different distribution models are used, which in its simplicity, they have limitations and restrictions for your application. Examples of these are the Courbon method and its variations, Homberg chart, standardized methods as coefficients AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), AASHTO LRFD (Load and Resistance Factors Design), Communications and Transport Secretariat (SCT by its Spanish acronym) standards, OHBDC (Ontario Highway Bridge Design Code) y CSA (Canadian Standard Association). The standardized methods mentioned above are mainly governed by a D-value defined by the geometric and material configuration of the bridge, as well as the specification of design load, which correlates the particular effects in the elements of the superstructure of these systems from of an analysis global, with the effects generated by one wheel line of load applied to an element particular in a particular analysis of the element. The criteria governing the structural design of bridges in Mexico is currently proposed by the SCT standards. Which has the criteria used in the AASHTO standards as a basis, it was developed for the specific conditions of the USA. This paper analyzes the principles and peculiarities of the above criteria, and presents the results of an analysis carried out for a particular structure using different criteria while proposing a methodology for the development of a model of load distribution in these systems, considering the specific conditions of Mexico.

(Key words: design of bridges, transverse distribution, loading live vehicle, load factors, prestressed bridges)

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mis agradecimientos principalmente al director y co-director de este trabajo el Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández y el M. en C. Saúl Enrique Crespo Sánchez, también al equipo de docentes y alumnos en la Maestría en Ciencias, línea terminal Estructuras, así como al Instituto Mexicano del Transporte, específicamente a Héctor Miguel Gasca Zamora, a Jorge Alberto Hernández Figueroa y en general al grupo de integridad estructural, dirigido por el Dr. Francisco J. Carrión Viramontes.

TABLA DE CONTENIDOS

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUCCIÓN | 12 |
| 1.1 HIPÓTESIS Y OBJETIVOS..... | 14 |
| 1.1.1 <i>Hipótesis</i> | 14 |
| 1.1.2 <i>Objetivo general</i> | 14 |
| 1.1.3 <i>Objetivos Particulares</i> | 14 |
| 2. ANTECEDENTES | 15 |
| 2.1 TIPOLOGÍA DE PUENTES | 15 |
| 2.2 ESTRUCTURACIÓN DE UN PUENTE | 23 |
| 2.3 ESTRUCTURACIÓN DE PUENTES EN MÉXICO..... | 24 |
| 2.4 VEHÍCULOS DE DISEÑO EMPLEADOS EN MÉXICO..... | 25 |
| 2.5 DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE CARGA..... | 28 |
| 2.6 CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS FDC | 29 |
| 2.6.1 <i>Método de AASHTO</i> | 29 |
| 2.6.2 <i>Método Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC, 1992)</i> | 33 |
| 2.6.3 <i>Método Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC, 2006)</i> | 35 |
| 2.6.4 <i>Normativa SCT (2004)</i> | 37 |
| 2.6.5 <i>Método de Courbon</i> | 39 |
| 2.7 MÉTODO DE ELEMENTO FINITO | 41 |
| 2.8 INVESTIGACIONES PREVIAS | 42 |
| 3. METODOLOGÍA | 47 |
| 3.1 ANÁLISIS DE LA BASE DE DATOS DE SIPUMEX. | 48 |
| 3.2 IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS A ANALIZAR. | 50 |
| 3.3 DETERMINACIÓN DE ATRIBUTOS GEOMÉTRICOS REPRESENTATIVOS DE PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO DE MÉXICO. | 52 |
| 3.4 DESARROLLO DE PROPUESTA PARA OBTENCIÓN DE FDC EN MÉXICO. | 54 |
| 3.4.1 <i>Creación de rutina APDL para la obtención de FDC en puentes de México</i> | 56 |
| 3.4.2 <i>Obtención de los FDC y el valor D</i> | 58 |
| 3.4.3 <i>Obtención de parámetros de rigidez predominantes en puentes de México</i> | 60 |

3.4.4 *Planteamiento de propuesta para la obtención de los FDC en puentes presforzados de México* 61

3.5 OBTENCIÓN DE FDC PARA PUENTES REPRESENTATIVOS DE MÉXICO MEDIANTE DIFERENTES CRITERIOS.64

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 4. | RESULTADOS Y DISCUSIÓN..... | 65 |
| 4.1 | RIGIDEZ LONGITUDINAL PARA PUENTES PRESFORZADOS DE MÉXICO | 65 |
| 4.2 | GENERACIÓN DE RUTINA EN ANSYS APDL..... | 67 |
| 4.3 | RELACIÓN Θ -VALOR D..... | 70 |
| 4.4 | COMPARACIÓN ENTRE CRITERIOS | 73 |
| 4.5 | PROPUESTA AUTOMATIZADA | 76 |
| 5. | CONCLUSIONES | 78 |
| 6. | REFERENCIAS..... | 80 |
| 7. | APÉNDICE..... | 82 |
| 7.1 | CÓDIGO EN EXCEL | 82 |
| 7.2 | INTERFAZ DE EXCEL PARA EL CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE RIGIDEZ | 83 |
| 7.3 | DETALLES Y POSICIONAMIENTO DE VEHÍCULOS..... | 83 |
| 7.4 | FIGURAS Y TABLAS DEL ANÁLISIS DE LA BASE DE DATOS DE SIPUMEX. | 85 |
| 7.5 | CÓDIGO APDL..... | 90 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 2-1. Algunos valores D en AASHTO (1986) | 31 |
| Tabla 2-2. Expresiones para D y Cf para momentos longitudinales en puentes de configuración losa sobre vigas. | 34 |
| Tabla 2-3. Factor de modificación RL para multiples carriles de carga (CHBDC, 2006) | 36 |
| Tabla 2-4. Expresiones para F y Cf para momentos longitudinales en puentes de losa sobre vigas (CHBDC, 2006)..... | 37 |
| Tabla 3-1. Características de los modelos de prueba | 51 |
| Tabla 3-2. Influencia en el FDC por la existencia y espaciamiento de diafragmas | 51 |
| Tabla 3-3. Claro recomendado máximo para cada viga de sección tipo AASHTO (Lin, 1982)..... | 52 |
| Tabla 3-4. Ejemplo de la matriz de combinaciones. | 54 |
| Tabla 3-5. Parámetros de rigidez, FDC y valor D correspondientes a las combinaciones presentadas en la Tabla 3-2..... | 61 |
| Tabla 3-6. Niveles de operación para las variables en el análisis | 63 |
| Tabla 4-1. Promedio de porcentaje de error y diferencia de FDC para diferentes métodos respecto al MEF | 76 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2-1. Sección transversal de puente con losa aligerada de concreto reforzado colado in situ (Villarino Otero, 2010). | 17 |
| Figura 2-2. Sección transversal de puente con vigas Te de concreto reforzado colado in situ (AASHTO, 2007). | 17 |
| Figura 2-3. Sección transversal de puente con vigas cajón cerradas de acero o concreto reforzado prefabricado (AASHTO, 2007)..... | 18 |
| Figura 2-4. Sección transversal de puente con vigas cajón abiertas de acero o concreto reforzado prefabricado (AASHTO, 2007)..... | 18 |
| Figura 2-5. Sección transversal de puente con vigas doble Te o tipo I (AASHTO, 2007). | 19 |
| Figura 2-6. Sección transversal de puente con vigas doble Te con conectores de corte (AASHTO, 2007). | 19 |
| Figura 2-7. Sección transversal de puente con vigas de acero (AASHTO, 2007). | 20 |
| Figura 2-8. Tipos de puentes arco, a) puente arco con tablero superior, b) puente arco con tablero inferior, c) puente arco con tablero intermedio..... | 20 |
| Figura 2-9. Configuración de puente colgante (Crespo Sánchez et al., 2014). | 21 |
| Figura 2-10. configuración de puente en abanico, a) diseño en abanico, b) diseño en arpa (Crespo Sánchez et al., 2014)..... | 22 |
| Figura 2-11. Configuración de puente en ménsula (Crespo Sánchez et al., 2014). | 23 |
| Figura 2-12. Número de puentes presforzados construidos por año en México (SIPUMEX, 2010)..... | 25 |
| Figura 2-13. Longitud de claro en puentes presforzados de México (SIPUMEX, 2010) | 25 |

| | |
|---|----|
| Figura 2-14. Vehículos de diseño empleados en puentes de México | 26 |
| Figura 2-15. Fuerza cortante y momento flexionante máximo para distintos vehículos de diseño en función del claro..... | 27 |
| Figura 2-16. Distribución transversal de carga para puente bajo carga vehicular en modelo de elemento finito. | 29 |
| Figura 2-17. Distribución transversal del momento longitudinal (Aftab et al., 2008). | 31 |
| Figura 2-18. Rigidez longitudinal para longitud de claro en puentes de Norte América (Aftab et al. 2008)..... | 35 |
| Figura 2-19. Reparto trasversal de la sobrecarga | 39 |
| Figura 2-20. Variación del factor de carga de vigas exteriores con tres vigas longitudinales (Kalyanshetti and Shriram, 2013). | 43 |
| Figura 2-21. FDC por prueba de carga en comparación con FDC especificados en el código AASHTO (Nowak et al., 2003). | 46 |
| Figura 3-1. Diagrama para metodología general..... | 47 |
| Figura 3-2. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a la cantidad de claros con que cuenta. | 48 |
| Figura 3-3. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su longitud de claro. | 48 |
| Figura 3-4. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente su ancho. | 49 |
| Figura 3-5. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente su longitud de claro total..... | 49 |
| Figura 3-6. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente su configuración de sección transversal..... | 49 |

| | |
|---|----|
| Figura 3-7. FDC correspondiente al posicionamiento transversal del vehículo. | 50 |
| Figura 3-8. Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo T3-S3 (NOM-012-SCT-2-2008)..... | 53 |
| Figura 3-9. Número de vigas correspondiente a puentes con un ancho de 7.5 a 10 m. | 53 |
| Figura 3-10. Diagrama metodológico para propuesta de modelo de distribución de efectos transversales. | 55 |
| Figura 3-11. Comparación de FDC obtenidos mediante deflexiones y momentos | 59 |
| Figura 4-1. Rigidez longitudinal para diferentes claros en puentes de México, Norte América y Hong Kong | 66 |
| Figura 4-2. Valores D correspondientes al parámetro θ , distinguiendo para los tres vehículos de diseño..... | 72 |
| Figura 4-3. Porcentaje de error para los criterios AASHTO ASD, AASHTO LRFD y la propuesta resultante del ANOVA respecto al MEF..... | 73 |
| Figura 4-4. Porcentaje de error para los criterios OHBDC, CHBDC y el método de Courbon respecto al MEF. | 74 |
| Figura 4-5. Diferencia de FDC para los criterios AASHTO ASD, AASHTO LRFD y la propuesta resultante del ANOVA respecto al MEF..... | 74 |
| Figura 4-6. Diferencia de FDC para los criterios OHBDC, CHBDC y el método de Courbon respecto al MEF. | 75 |
| Figura 4-7. Interfaz de propuesta automatizada..... | 77 |
| Figura 8-1. Interfaz de hoja de cálculo en Excel para la obtención de los parámetros de rigidez α y θ | 83 |

| | |
|---|----|
| Figura 8-2. Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo T3-S2-R4 (NOM-012-SCT-2-2008). | 84 |
| Figura 8-3. Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo C3 (NOM-012-SCT-2-2008). | 84 |
| Figura 8-4. Posicionamiento transversal de los vehículos (cotas en metros) | 85 |
| Figura 8-5. Modelo de elemento finito creado en ANSYS APDL..... | 85 |
| Figura 8-6. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 7.5 a 10 m..... | 86 |
| Figura 8-7. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 7.5 a 10 m..... | 86 |
| Figura 8-8. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes numeros de vigas longitudinales con un ancho de 10 a 15 m | 87 |
| Figura 8-9. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 10 a 15 m..... | 87 |
| Figura 8-10. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 10 a 15 m..... | 88 |
| Figura 8-11. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes numeros de vigas longitudinales con un ancho de 15 a 20 m | 88 |
| Figura 8-12. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 15 a 20 m | 89 |
| Figura 8-13. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 15 a 20 m..... | 89 |

1. INTRODUCCIÓN

Un puente es un sistema estructural que tiene como función proveer paso por algún cause de agua o alguna dificultad topográfica y se clasifican de acuerdo a su función, su estructuración o su material y tamaño. Los principales componentes que conforman un puente son la superestructura, subestructura, infraestructura, accesos y obras complementarias. La superestructura de un puente es el componente que recibe directamente las cargas vivas del puente bajo condiciones normales de tránsito vehicular o peatonal para transmitir las a la subestructura. La superestructura puede ser construida a base de una losa sobre vigas de concreto reforzado, presforzado, de acero, de armaduras, etc., para el caso de vigas de concreto presforzado, en su mayoría son vigas de sección transversal predefinida tipo AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Este tipo de configuración se presenta en su mayoría en puentes de claro corto, es decir, no va más allá de 50m.

Un análisis estructural consiste principalmente en la representación matemática de un cuerpo en respuesta a acciones que lo alteran, sin embargo encontrar la mejor manera de representar este fenómeno físico es en esencia el análisis estructural. Esta representación puede desglosarse en un amplio estudio que incluye el manejo de las propiedades geométricas y de material de la estructura, así como la representación e interacción de las acciones trabajando en conjunto con la estructura. La determinación de acciones que someten la estructura debe ser representada de la manera más precisa, de lo contrario esto puede llevar a la estructura a un mal diseño, causando gastos innecesarios de tiempo, trabajo y dinero debidos a un sobredimensionamiento, algún tipo de falla estructural e incluso el colapso. Para el análisis estructural de un puente y dentro de la interacción de cargas con los elementos estructurales toma un papel importante la distribución de carga, en esta parte del análisis se determina que cantidad de la carga viva, en puentes vehicular total, a la que está sometida el puente le corresponde a cada uno de sus elementos estructurales, para el caso vigas, esta cantidad es representada en porcentajes por medio de los factores de distribución de carga (FDC). Estos

factores son altamente dependientes de la geometría del puente y las condiciones de carga con que se diseña, estas características varían entre regiones, debido a esto se han propuesto metodologías, normas y criterios distintos adecuados a sus regiones o a un conjunto de sistemas que cumplen condiciones específicas para determinarlos, por lo que difícilmente pueden ser aplicables entre regiones.

La mayoría de puentes en México son diseñados utilizando vehículos de diseño de normativas extranjeras como AASHTO (1986) y AASTHO LRFD (1994) para determinar los FDC a pesar de la diferencia de condiciones que se presentan en ambas regiones. En México se cuenta con la normativa SCT (2004) que se deriva de los métodos simplificados de valor D de AASHTO para determinar estos factores, sin embargo su rango de aplicación se delimita por una serie de condiciones y características específicas, siendo aplicable solo para un conjunto de puentes muy reducido. Los métodos simplificados de valor D, son métodos que permiten obtener los FDC en tiempos muy reducidos y con un cálculo mínimo, consisten en esencia en dividir la separación entre vigas sobre un factor D que se obtiene por medio de tablas o gráficas que están principalmente en función del material del puente y la configuración geométrica de su sección transversal. Los métodos simplificados adoptados en países como Estados Unidos que cuenta con la normativa AASHTO y en Canadá el código de diseño Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC, 1992) tienen como principio el valor D, sin embargo su aplicación es distinta debido a la diferencia que existe entre condiciones como geometría, materiales y cargas de diseño.

Existen criterios para determinar los FDC que pueden ser aplicables a casi cualquier estructura, como el método de Courbon, el cual está en función de la posición transversal de las vigas y la aplicación de la carga en referencia al centro de gravedad de la sección transversal del puente, este método puede clasificarse como un método simplificado al requerir un tiempo corto de cálculo, sin embargo carece de precisión al dejar de lado aspectos como la longitud del claro. Otros métodos como el método del emparrillado y el método de elemento finito pueden

resultar muy laboriosos con tiempos altos de cálculo, pero a diferencia de los métodos simplificados se pueden obtener resultados muy satisfactorios de estos.

La carencia de criterios y normativas globales en México lleva a los diseñadores de puentes al uso de metodologías extranjeras y a su vez a una infraestructura de puentes inapropiada. La presente investigación expone el panorama actual del sistema de puentes en la red federal carretera de México y propone un criterio para la obtención de los FDC apto para este tipo de sistemas.

1.1 Hipótesis y objetivos

1.1.1 Hipótesis

El empleo de la simulación por el método de elemento finito mediante la base de datos de SIPUMEX, permitirá estimar de manera adecuada los factores de distribución de carga en puentes presforzados de México.

1.1.2 Objetivo general

Desarrollar una propuesta para la estimación de factores de distribución de carga en puentes presforzados de México mediante el análisis de la base de datos de SIPUMEX empleando simulación por el método de elemento finito.

1.1.3 Objetivos Particulares

- Analizar la base de datos de SIPUMEX para obtener los valores de las variables que conforman los sistemas estructurales representativos de los puentes presforzados de México.
- Mediante el lenguaje de programación APDL y el software ANSYS realizar una simulación por el método de elemento finito para obtener los factores de distribución de carga en puentes de México
- Desarrollar propuesta analítica y automatizada mediante a la relación de las propiedades geométricas del puente con su FDC correspondiente.

2. ANTECEDENTES

2.1 Tipología de puentes

Los puentes pueden clasificarse de acuerdo a su finalidad y objetivo, a su material constitutivo, o a su estructuración.

Por la parte de su clasificación de acuerdo a su finalidad y objetivos se encuentran:

- Los puentes carreteros
- Los puentes ferroviarios
- Acueductos
- Puentes peatonales
- Puentes provisionales

En cuanto a su clasificación por su material se encuentran:

- Puentes de madera
- Puentes de acero
- Puentes de piedra o mampostería
- Puentes de concreto reforzado
- Puentes de concreto presforzado
- Puentes mixtos

Los puentes mixtos están compuestos por dos o más materiales diferentes. Los puentes pueden también ser de tablero fijo o móvil. De los puentes de tablero móvil se obtiene una tipología específica para estos puentes, como son:

- Puentes basculantes
- Puentes levadizos
- Puentes giratorios
- Puentes de desplazamiento vertical
- Puentes transbordadores
- Puentes deslizantes

- Puentes flotantes

Los puentes clasificados por su estructuración o su funcionamiento mecánico son:

Puentes rectos

Son puentes de configuración losa sobre viga o bien de losa o viga continua, las vigas que se emplean pueden ser de sección I, de sección cajón, sección en T. estos puentes generalmente son construidos para librar claros pequeños de 20 a 25 m si se construyen de concreto reforzado o de acero, para lograr claros mayores se utiliza más refuerzo de acero o concreto presforzado como son las vigas predefinidas tipo AASHTO. En cuanto a su funcionamiento mecánico, estos puentes están apoyados en sus extremos sobre soportes como pilas o pilares los cuales son sometidos principalmente a esfuerzos de compresión, en el caso de las vigas, estas trabajan a flexión con esfuerzos de compresión en el lecho superior y a tensión en el lecho inferior. Algunas de las secciones de concreto generalmente utilizadas son.

- Losa maciza: generalmente de concreto reforzado colado in situ, de sección transversal rectangular constante, utilizada en estructuras de claros pequeños.
- Losa aligerada: es colada in situ mediante auto cimbra y tiene mayor facilidad para acomodarse a trazados en planta oblicuos, su colocación es mucho menos exigente que en los de vigas, pero como inconveniente, su construcción es menos industrializada que los de vigas (Figura 2-1).

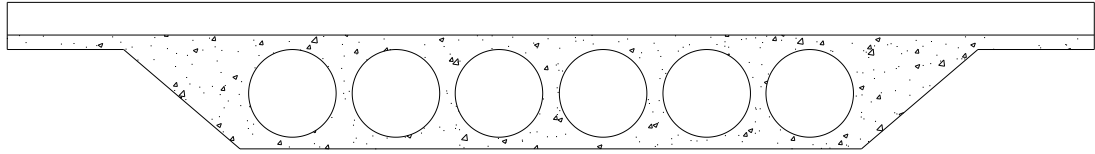


Figura 2-1. Sección transversal de puente con losa aligerada de concreto reforzado colado in situ (Villarino Otero, 2010).

- Vigas Te: son de sección transversal rectangular, coladas monolíticamente con la losa, generando su sección en T, construidas de concreto reforzado colado in situ Figura X.

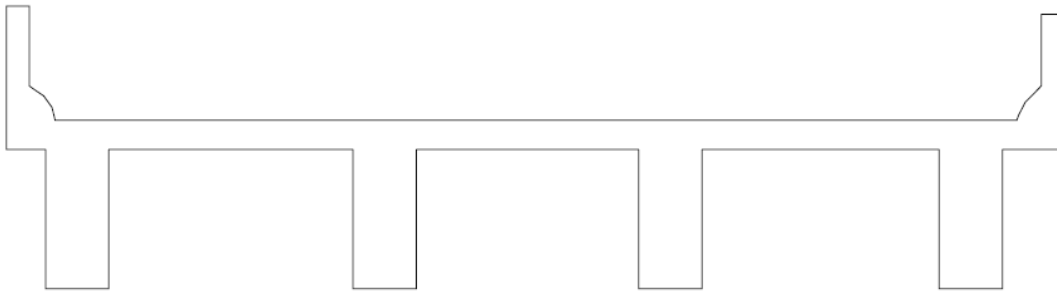


Figura 2-2. Sección transversal de puente con vigas Te de concreto reforzado colado in situ (AASHTO, 2007).

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

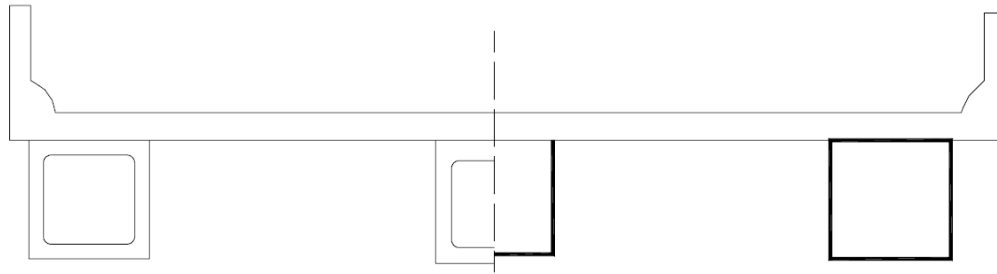


Figura 2-3. Sección transversal de puente con vigas cajón cerradas de acero o concreto reforzado prefabricado (AASHTO, 2007).

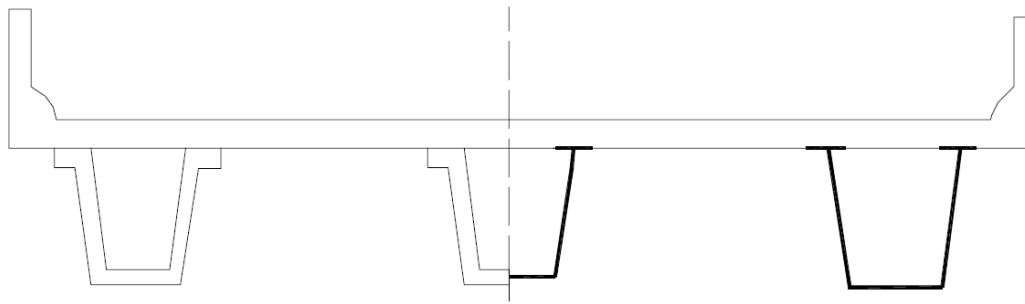


Figura 2-4. Sección transversal de puente con vigas cajón abiertas de acero o concreto reforzado prefabricado (AASHTO, 2007).

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

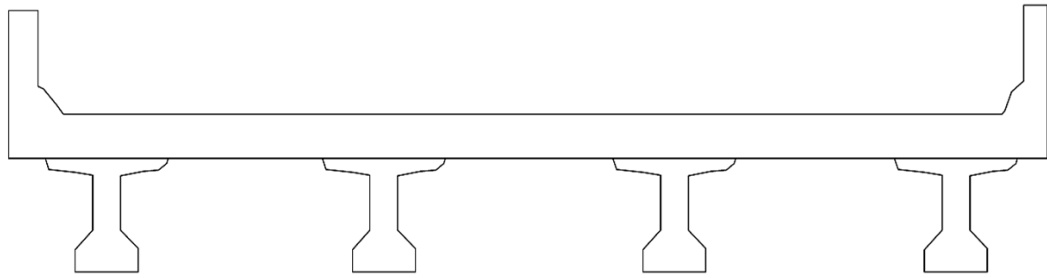


Figura 2-5. Sección transversal de puente con vigas doble Te o tipo I (AASHTO, 2007).

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

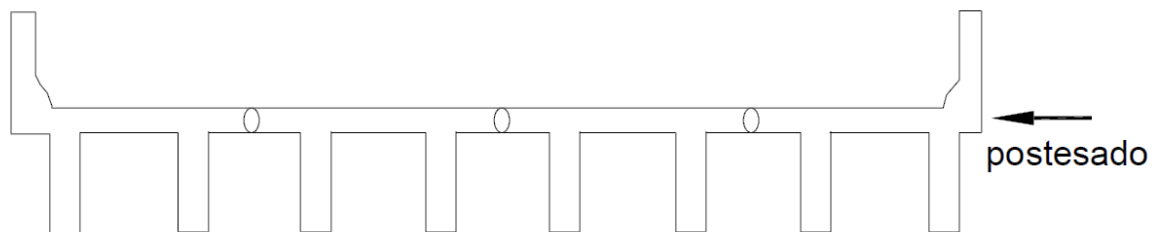


Figura 2-6. Sección transversal de puente con vigas doble Te con conectores de corte (AASHTO, 2007).

- Vigas de acero: generalmente tienen sección doble T o secciones cajón, como ya se había mencionado. Cuentan con conectores de cortante para la losa de concreto reforzado colada in situ que se utiliza para el tablero (Crespo Sánchez et al., 2014).

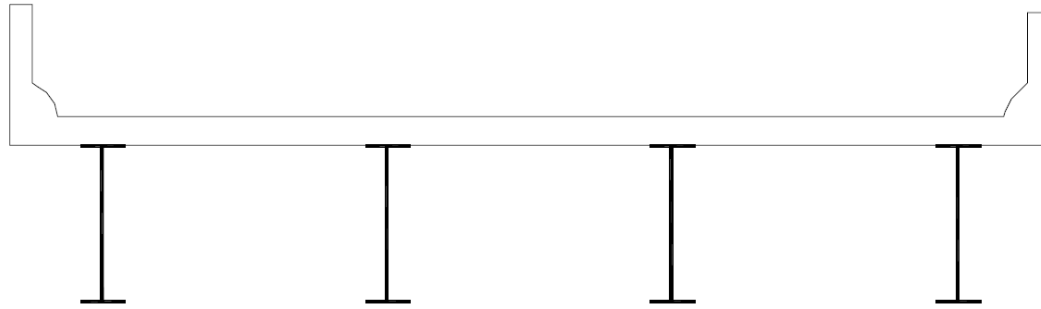


Figura 2-7. Sección transversal de puente con vigas de acero (AASHTO, 2007).

Puentes arco

Son puentes con apoyos en sus extremos de donde se desplanta una estructura en forma de arco que soporta el peso propio del puente y la carga viva. La carga es transmitida hacia los apoyos del puente mediante la compresión del arco provocándose principalmente reacciones horizontales y verticales. Estos puentes logran claros de 60 a 200 m, y para salvar claros mayores se construye una superestructura conformada por una serie de arcos. El tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes como: puentes arco con tablero superior, puentes arco con tablero intermedio y puentes con tablero inferior.

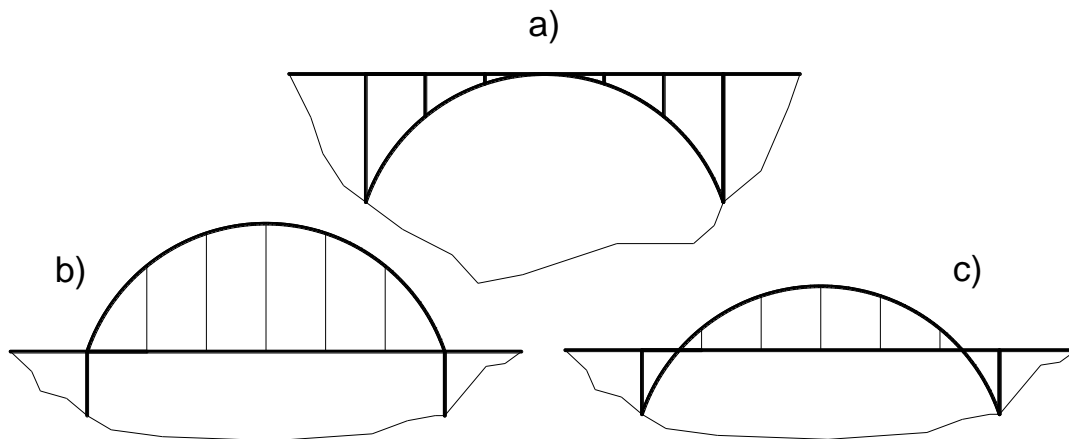


Figura 2-8. Tipos de puentes arco, a) puente arco con tablero superior, b) puente arco con tablero inferior, c) puente arco con tablero intermedio

Puentes colgantes

Son puentes cuyo tablero está sostenidos por numerosos tirantes de acero verticales que a su vez se sostienen de un cable de acero principal en forma de arco invertido. Es un mecanismo que funciona exclusivamente en tensión en los cables principales y de compresión en los pilares. Todas las fuerzas en los pilares debes ser casi verticales hacia abajo, los cuales son estabilizados por los cables principales. Estos puentes logran superar claros de hasta 350 m. Como ventaja estos puentes pueden lograr claros muy largos en relación a la cantidad de material empleada y gracias a que no se necesitan apoyos centrales durante su construcción, permitiendo construir sobre profundos cañones o cursos de agua muy ocupados por el tráfico marítimo o de aguas muy turbulentas.

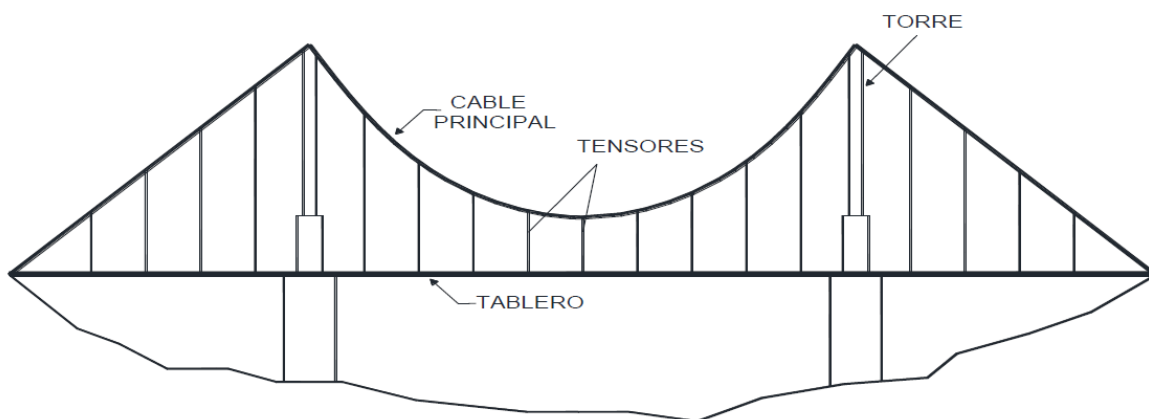


Figura 2-9. Configuración de puente colgante (Crespo Sánchez et al., 2014).

Puentes atirantados

Los puentes atirantados están conformados por el tablero, las torres y los tirantes, la interacción entre estos elementos está dada por los tirantes quienes están sujetos a las torres y a su vez soportan el tablero funcionando como apoyos con reacciones verticales, y al estar inclinados también resultan fuerzas horizontales que generalmente se equilibran en el propio tablero porque su resultante, igual que en la torre, debe ser nula. Existe una gran variación en su geometría como en el espaciamiento entre tirantes, el número de torres, la forma de las torres etc., sin

embargo estos puentes pueden dividirse en dos tipos, los puentes con diseño en abanico y los puentes con diseño en arpa.

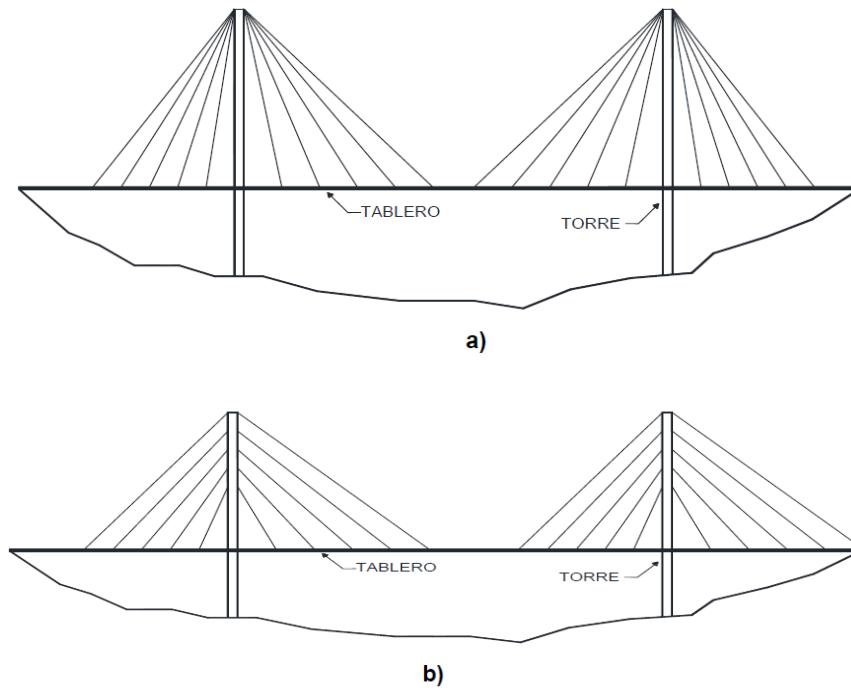


Figura 2-10. configuración de puente en abanico, a) diseño en abanico, b) diseño en arpa
(Crespo Sánchez et al., 2014).

Puentes en ménsula

Estos puentes consisten de brazos en voladizo que se proyectan desde las pilas hacia los extremos para sustentar tramos suspendidos. El principio del puente en ménsula puede aplicarse fácilmente a los puentes de armadura de acero y tablero superior. Esta estructuración suele ser combinada con otros sistemas, como el de arco, para librar grandes claros (Villarino Otero, 2010).

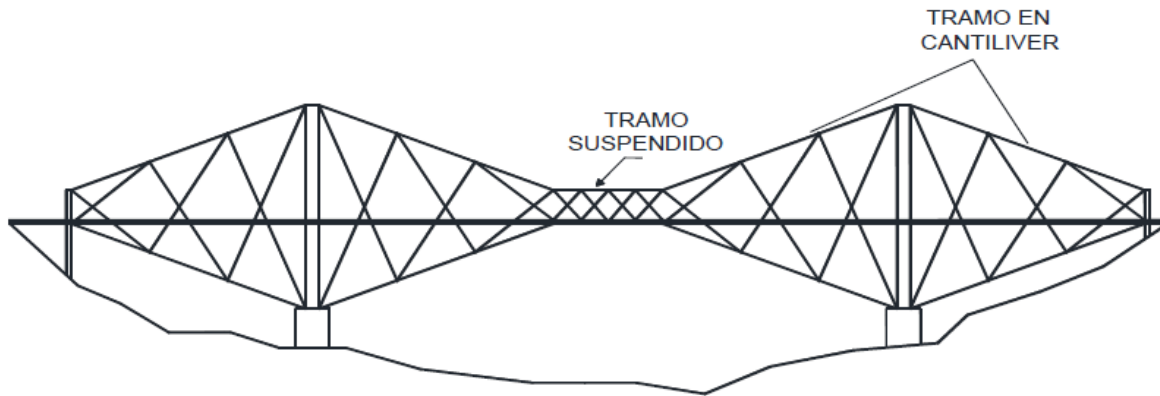


Figura 2-11. Configuración de puente en ménsula (Crespo Sánchez et al., 2014).

2.2 Estructuración de un puente

Los principales componentes que conforman un puente son la superestructura, subestructura, infraestructura, accesos y obras complementarias.

La superestructura es el elemento que logra salvar el claro y provee paso a los vehículos, es el componente que recibe directamente las cargas vivas del puente bajo condiciones normales de tránsito vehicular o peatonal para transmitir las a la subestructura y puede ser construido con la configuración losa sobre viga, con vigas de concreto reforzado, concreto presforzado, vigas tipo AASHTO, armaduras, etc.

La subestructura transmite directamente las cargas de superestructura a la infraestructura, tiene como función soportar la superestructura con base en un conjunto de apoyos. Sus componentes son generalmente estribos, pilas o caballetes.

La infraestructura es el conjunto de elementos que recibe la carga de la subestructura y la transmite directamente al suelo a través de los elementos que la conforman como son las zapatas, pilotes, micro pilotes y pilastrones

Los accesos son los terraplenes y elementos que se construyen en las entradas y salidas del puente para brindar continuidad, proporcionar comodidad y seguridad al usuario. Por otro lado, las obras complementarias son aquellos dispositivos necesarios para el funcionamiento del puente; como pueden ser los señalamientos, los parapetos, etc. (Crespo Sánchez et al., 2014).

2.3 Estructuración de puentes en México

Los puentes de claros cortos son estructuras que generalmente están construidas para librar causas de pequeños ríos, dificultades topográficas en caminos, puntos de intersección horizontal en carreteras, etc. Estos puentes tienen como mínimo un claro de 6 metros, de lo contrario se denomina como obra de drenaje menor, y no van más allá de 50 metros claro. Según la última entrega del programa SIPUMEX (2010), de los 7 585 puentes evaluados en el sistema, el 61.75% de ellos fue construido entre los años 1931 y 1980, es decir, este porcentaje de puentes oscila entre los 30 y 80 años de servicio. En cuanto a su material de construcción 23.91% del total de puentes en la red carretera son presforzados, considerando, prefabricado, prefabricado in situ y presforzado in situ. A pesar de no ser el material de construcción predominante en puentes se observa en la Figura 2-12 que la tendencia en la construcción de puentes presforzados está en aumento. Realizando un análisis a la base de datos solo de puentes presforzados, se obtiene que el 66% tienen un claro menor a los 50 m, identificando 1192 puentes presforzados de claro corto en México (Figura 2-13).

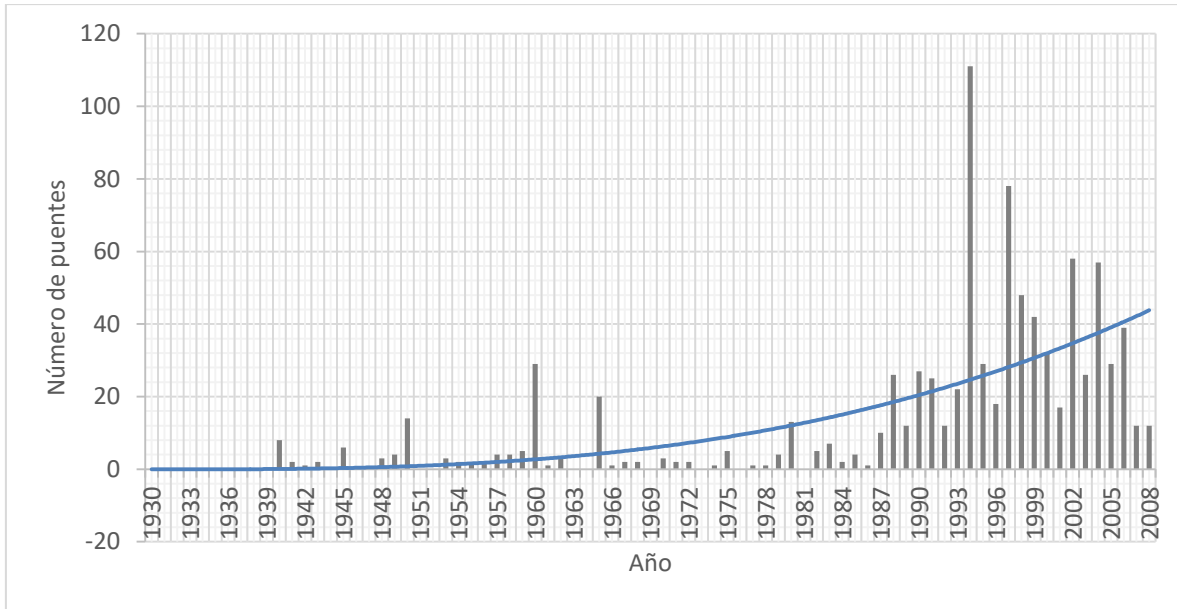


Figura 2-12. Número de puentes presforzados construidos por año en México (SIPUMEX, 2010)

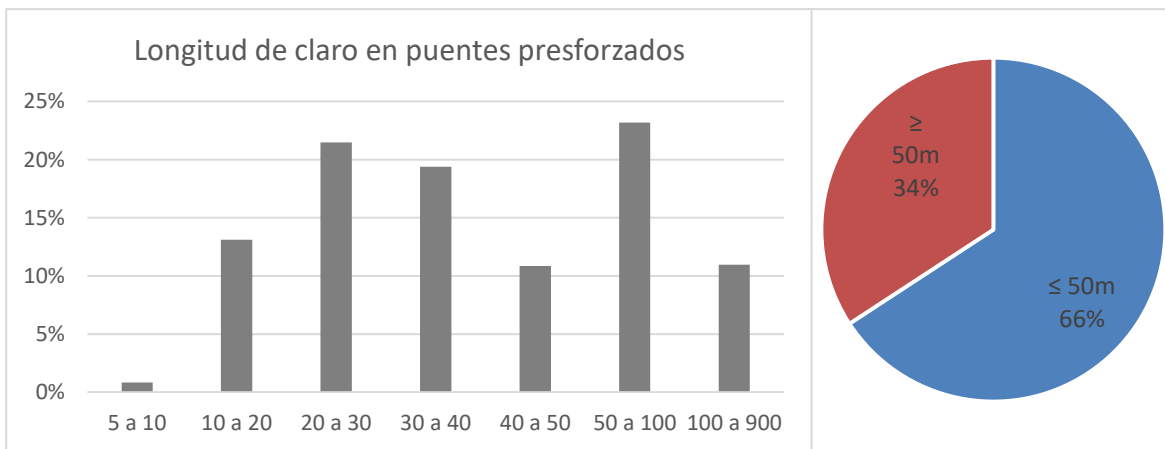


Figura 2-13. Longitud de claro en puentes presforzados de México (SIPUMEX, 2010)

2.4 Vehículos de diseño empleados en México

Por otro lado también se realizó un estudio del cual se obtuvieron los vehículos de diseño empleados en puentes mexicanos, así como la cantidad de puentes construidos para cada uno de los vehículos (Figura 2-14), donde se observó que a pesar de que en México, la SCT cuenta con normativa para el proyecto de puentes carreteros, los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 han sido utilizados junto con

algunos de los vehículos de diseño de AASHTO para el diseño de estructuras durante mucho tiempo, la normativa SCT cuenta con dos modelos de carga viva vehicular para diseño: el modelo IMT 66.5 y el IMT 20.5.

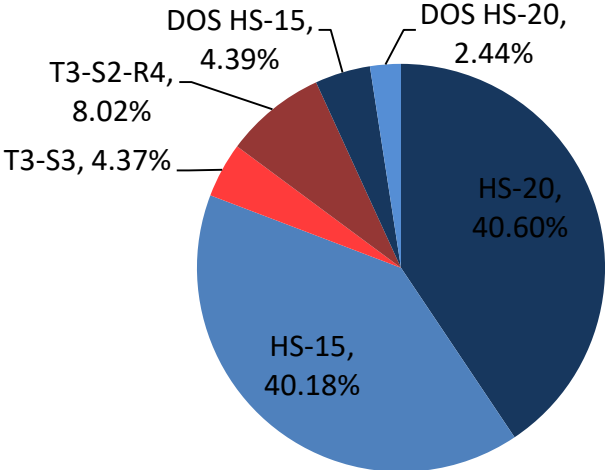


Figura 2-14. Vehículos de diseño empleados en puentes de México

Siendo mínimo el empleo de los modelos IMT en el diseño de puentes, se realizó un estudio (Crespo Sánchez et al., 2014), en el que se comparan los efectos producidos por los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 con los vehículos del código americano HS-20 y HS-15 en función del claro, obteniendo los efectos mayores de cortante y momento flexionante de los vehículos generados por las configuraciones y pesos establecidos en la normativa mexicana(Figura 2-15). Se incluyen también los efectos producidos por los vehículos de diseño propuestos por el IMT, cuyos valores están ligeramente por encima de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 con sus cargas máximas. Esto quiere decir que los puentes en México están siendo diseñados para vehículos que ocasionan efectos más bajos que las que en realidad transitan en el país.

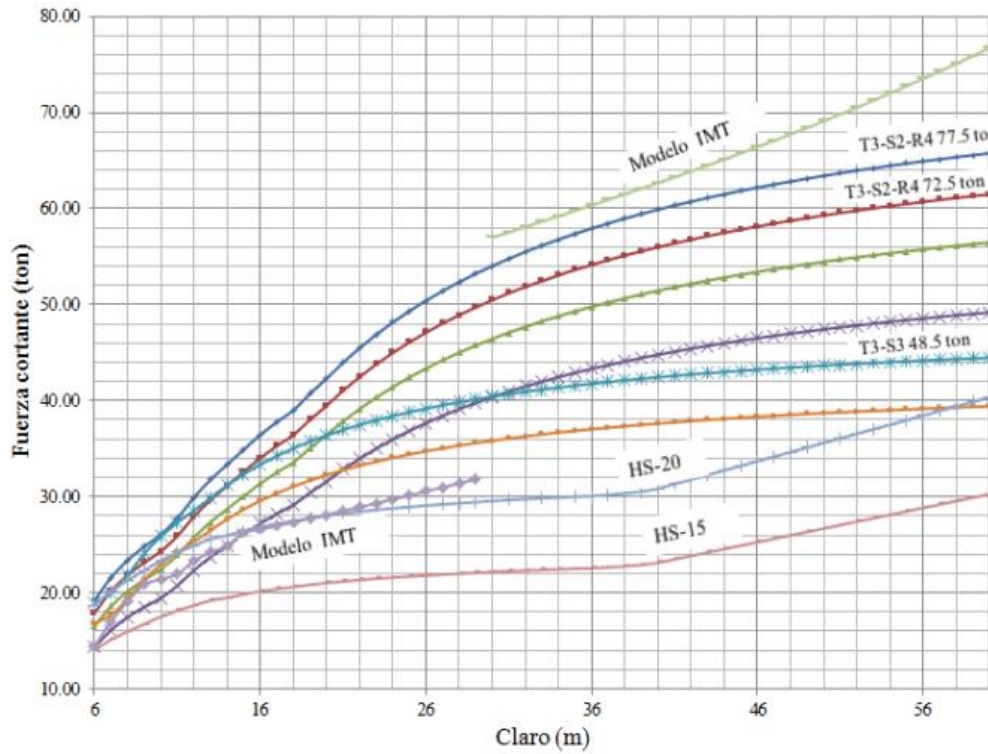
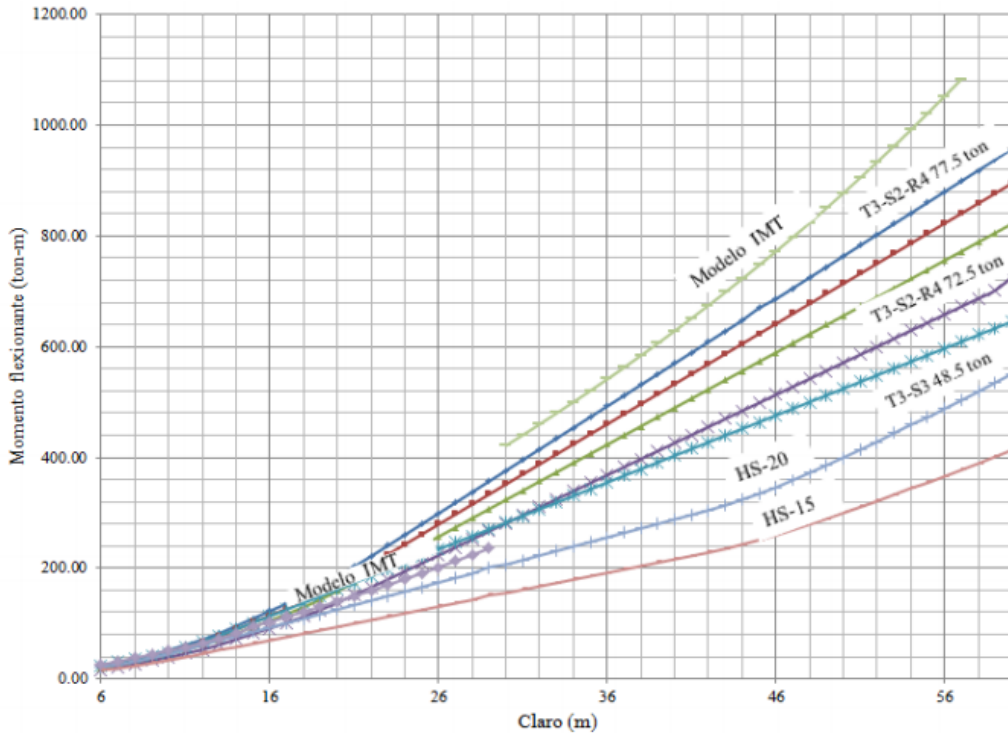


Figura 2-15. Fuerza cortante y momento flexionante máximo para distintos vehículos de diseño en función del claro (Crespo Sánchez et al., 2014).

La distribución transversal de carga es una parte dentro del diseño estructural de puentes, sin embargo existen muchas otras que toman consideraciones y factores de seguridad y corrección, que permite que gran parte de la infraestructura en puentes se encuentre en buen funcionamiento, a pesar de haber sido diseñados empleando vehículos extranjeros.

2.5 Distribución transversal de carga

La superestructura de los puentes presforzados de claro corto en su mayoría tienen una configuración de sección transversal de losa sobre vigas, esto quiere decir que cuando uno de estos puentes está bajo carga vehicular, la losa es quien recibe directamente la carga y es transmitida directamente a las vigas longitudinales que soportan la losa. Los efectos longitudinales son los que predominan en estos elementos estructurales, sin embargo no se presentan con la misma magnitud en todas las vigas a lo largo de la sección transversal del puente. La distribución transversal de carga consiste en determinar la magnitud de los efectos longitudinales en cada una de las vigas del puente, para ello se cuenta con los FDC que otorgan esta cantidad en porcentaje. El efecto máximo se presenta en las vigas más cercanas al punto de aplicación de la carga o en el caso de múltiples cargas, la resultante (Figura 2-16).

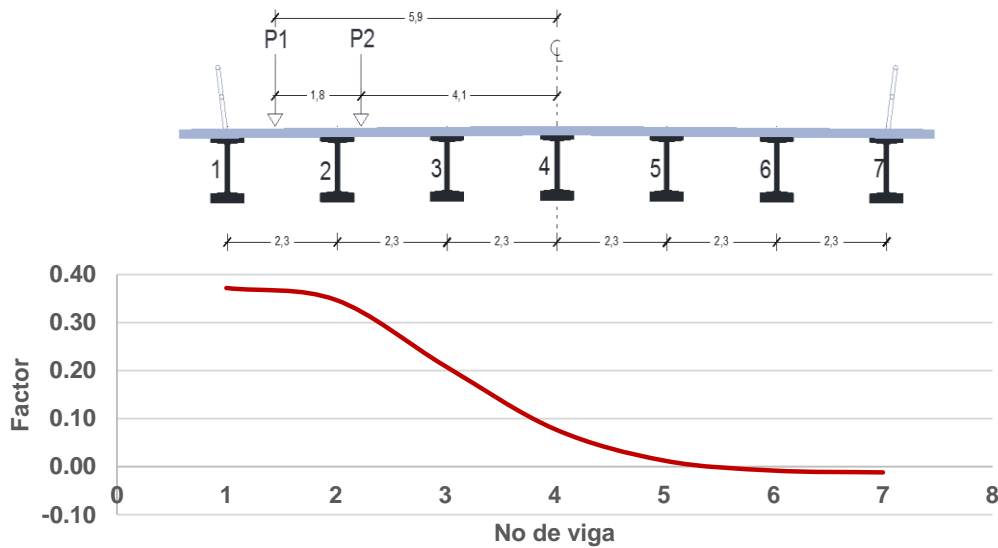


Figura 2-16. Distribución transversal de carga para puente bajo carga vehicular en modelo de elemento finito.

La determinación de los FDC es un tema en estudio, del cual se han desarrollado metodologías y criterios para determinarlos debido a las variaciones en las condiciones que existen entre regiones, se ha propuesto métodos simples que requieren poca cantidad de cálculo, pero a diferencia de los métodos complejos que requieren más cantidad de cálculo, estos carecen de precisión. Algunos de los métodos complejos incluyen técnicas de modelación como el método de elemento finito o cálculo por superficies de influencia. Los métodos simples tienen detrás exhaustivas pruebas de simulación y procesamiento de datos altamente dependientes de las condiciones donde se desarrollan, y por lo tanto son exclusivos de los casos para los que fueron desarrollados.

2.6 Criterios para la determinación de los FDC

2.6.1 Método de AASHTO

Debido a la carencia de criterios y normativas globales en México, los diseñadores de puentes optan por el uso de metodologías híbridas, en las que adoptan criterios extranjeros como los coeficientes de AASHTO (1996) y AASHTO

LRFD (1998), no obstante la alta dependencia de los criterios particulares, los tipos de sistemas estructurales que se implementan en los países y las configuraciones de vehículos de diseño, indican que estos procedimientos no pueden ser transportables entre códigos.

2.6.1.1 AASTHO ASD (1986) (*Diseño por esfuerzos permisibles*)

Es un método simplificado para obtener efectos mecánicos en vigas longitudinales de la superestructura de un puente, el cual consiste en aislar una viga o una franja unitaria en caso de losas y someterla a la carga de un riel del vehículo de diseño multiplicada por un factor (S/D) donde S es la separación entre vigas y D es un valor designado solo por la geometría y el material del puente, el vehículo de diseño así como otras características que definen la distribución transversal de carga no son considerados en esta estimación debido a que el desarrollo de los valores D se hizo en torno a estas características designados por el reglamento. El método simplificado basado en el valor D tiene como principio buscar una relación entre los efectos obtenidos por el análisis de una viga aislada bajo la carga de un riel correspondiente al vehículo de diseño y el efecto de la viga en la que ocurre el efecto máximo en la viga, obtenido al analizar el tablero del puente como una placa ortótropa.

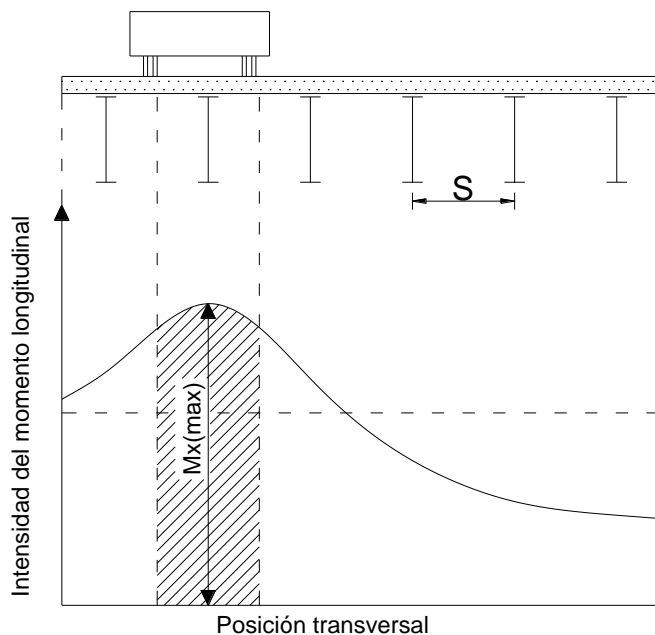


Figura 2-17. Distribución transversal del momento longitudinal (Aftab et al., 2008).

El momento máximo correspondiente a la segunda viga de la Figura 2-17 es igual al área de la parte sombreada, si la intensidad del momento máximo en la segunda viga es M_x (máx.), el momento correspondiente a la viga M_g es aproximadamente SM_x (máx.).

$$M_g \approx SM_{x(\max)} \quad (1)$$

Relacionando los momentos M_x (máx.) y el momento debido a un riel del vehículo de diseño:

$$M_{x(\max)} = \frac{M}{D} \quad (2)$$

Sustituyendo (2) en (1):

$$M_g \approx M \frac{S}{D} \quad (3)$$

Después de esto y conociendo el valor D , el método se reduce a solo multiplicar el momento obtenido del análisis de una viga debido a un riel del vehículo por la fracción (S/D) . Los valores de D para varios casos de puentes de tipo losa sobre viga se presentan en la Tabla 2-1 (Aftab et al. 2008).

Tabla 2-1. Algunos valores D en AASHTO (1986)

| Tipo de puente | D en m | |
|---|--------------------------|-----------------------------------|
| | Para un carril de diseño | Para dos o más carriles de diseño |
| Losa sobre viga con vigas de acero o concreto presforzado | 2.13 | 1.67 |
| Losa sobre viga con sección transversal T | 1.98 | 1.83 |
| Losa sobre vigas con vigas de madera | 1.83 | 1.53 |

2.6.1.2 AASHTO LRFD (1994) (diseño por factores de carga y resistencia)

Este nuevo método de AASHTO publicado en 1994 es en esencia un método simplificado de factor D pero más preciso, a diferencia del anterior esta vez considera otros parámetros importantes además del espaciamiento entre vigas como, longitud del claro, parámetros de rigidez, y la oblicuidad del puente.

$$FDC = \left(0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt^3_s} \right)^{0.1} \right) (1 - C_1(\tan\theta)^{1.5}) \quad (4)$$

$$C_1 = 0.25 \left(\frac{K_g}{Lt^3_s} \right)^{0.25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.5} \quad \text{para } 30^\circ < \theta < 60^\circ \quad (5)$$

$$C_1 = 0 \quad \text{para } \theta < 30^\circ$$

$$K_g = n(I + Ae^2g)$$

Donde S = espaciamiento entre vigas (mm); L = longitud del claro; ts = espesor de la losa de concreto (mm); n = relación modular para los materiales de la viga y la losa; I = momento de inercia de la viga (mm⁴); A = área de la sección transversal de la viga (mm²); eg = distancia entre los centros de gravedad de la viga y la losa (mm); y θ = ángulo de esviaje (en grados). Las fórmulas incluyen el parámetro de rigidez longitudinal Kg y la longitud del claro L además de la separación entre vigas S (Eom y Nowak 2001). Este criterio está basado en el anterior método de AASHTO ASD, que de igual manera existe una especificación para diferentes configuraciones de la superestructura del puente, sin embargo el método es más complejo y a su vez más preciso ya que contempla la intervención de otros parámetros que influyen en la repartición de carga, sin olvidar que el método es exclusivo de características particulares, muy diferentes a las que se presentan en México.

2.6.2 Método Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC, 1992).

El método de Ontario (OHBDC, 1983) fue desarrollado con el objetivo de ser tan simple como el método de AASHTO pero con mayor precisión, el resultado fue un método de valor D denominado como método α - θ . Este método consiste en la obtención del valor D por medio de gráficas cuyos ejes son los parámetros que caracterizan las placas ortótropas α y θ .

$$\alpha = \frac{D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2}{2(D_x D_y)^{0.5}} \quad (6)$$

$$\theta = \frac{b}{L} \left(\frac{D_x}{D_y} \right)^{0.25} \quad (7)$$

Donde:

Dirección x: dirección longitudinal, dirección del flujo de tráfico

Dirección y: dirección transversal

Dx: rigidez a la flexión longitudinal por unidad de ancho (correspondiente a EI en una viga longitudinal)

Dy: rigidez a la flexión transversal por unidad de largo (correspondiente a EI en una viga transversal)

Dxy: rigidez a la torsión longitudinal por unidad de ancho (correspondiente a GI en una viga longitudinal)

Dyx: rigidez a la torsión transversal por unidad de largo (correspondiente a GI en una viga transversal)

D1: rigidez al acoplamiento longitudinal por unidad de ancho (la cual es la contribución de la rigidez a la flexión transversal a la rigidez a la torsión longitudinal a través del coeficiente de Poisson)

D2: rigidez al acoplamiento transversal por unidad de largo.

Los valores de los parámetros de rigidez pueden ser obtenidos por métodos normados presentados por Cusens y Pama, (1975) y Bakht y Jaeger (1985). En el año de 1988, Bakht y Moses convirtieron el método de Ontario en un método simplificado de valor D al darse cuenta que, la rigidez longitudinal por unidad de ancho del puente (Dx) en función del claro en los puentes de configuración losa sobre viga se encontraba siempre dentro de un rango definido. Como resultado se propuso un método el cual incluye parámetros como el ancho de carril de diseño y la longitud del claro, esta vez el valor D denotado D_d , se obtiene de:

$$D_d = D \left(1 + \frac{\mu C_f}{100} \right) \quad (8)$$

donde

$$\mu = \frac{We - 3.3}{0.6} \quad (9)$$

La obtención de los valores D y C_f puede ser por medio de tablas en función de los parámetros α - θ y We es el ancho en metros del carril de diseño (Aftab et al. 2008). Posteriormente se desarrollaría una segunda versión del OHBDC (1992), en el cual los valores de D y C_f se pueden obtener de tablas como simples funciones de la longitud del claro L (Tabla 2-2).

Tabla 2-2. Expresiones para D y C_f para momentos longitudinales en puentes de configuración losa sobre vigas.

| Número de carriles de diseño | Viga interna/externa | D (m) | | Cf (%) |
|------------------------------|----------------------|-------------------|---------------|---------------|
| | | $3 < L \leq 10$ m | $L > 10$ m | |
| 1 | Externa | 2 | $2.1 - (1/L)$ | $5 - (12/L)$ |
| | Interna | $1.75 + (L/40)$ | $2.3 - (3/L)$ | $5 - (12/L)$ |
| 2 | Externa | 1.9 | $2 - (1/L)$ | $10 - (25/L)$ |
| | Interna | $1.4 + (3L/100)$ | $2.1 - (4/L)$ | $10 - (25/L)$ |
| 3 | Externa | 1.9 | $2 - (1/L)$ | $10 - (25/L)$ |
| | Interna | $1.6 + (2L/100)$ | $2.3 - (5/L)$ | $10 - (25/L)$ |

La finalidad de esta segunda versión del OHBDC fue la de descartar el cálculo de los parámetros θ y α , el principio utilizado en el desarrollo de estas funciones en la Tabla 2-2 se hizo observando los límites donde se encuentran los puentes de losa sobre vigas, estos límites se observan en la Figura 2-18 la cual presenta los valores del parámetro de rigidez longitudinal (D_x) para diferentes claros. Como, ejemplo, si se toma uno de los claros, a este le corresponden dos valores de D_x , y a su vez dos valores del parámetro θ y del parámetro α , con esto se obtiene un espacio entre θ y α el cual contiene sus respectivos valores D como el que se utilizaba en la primera versión, si se toma el valor D más pequeño que defina a este claro en este espacio, cualquier puente con el claro seleccionado tendrá un valor D igual o mayor, de esta manera se definió un valor D en función del claro y del ancho del puente.

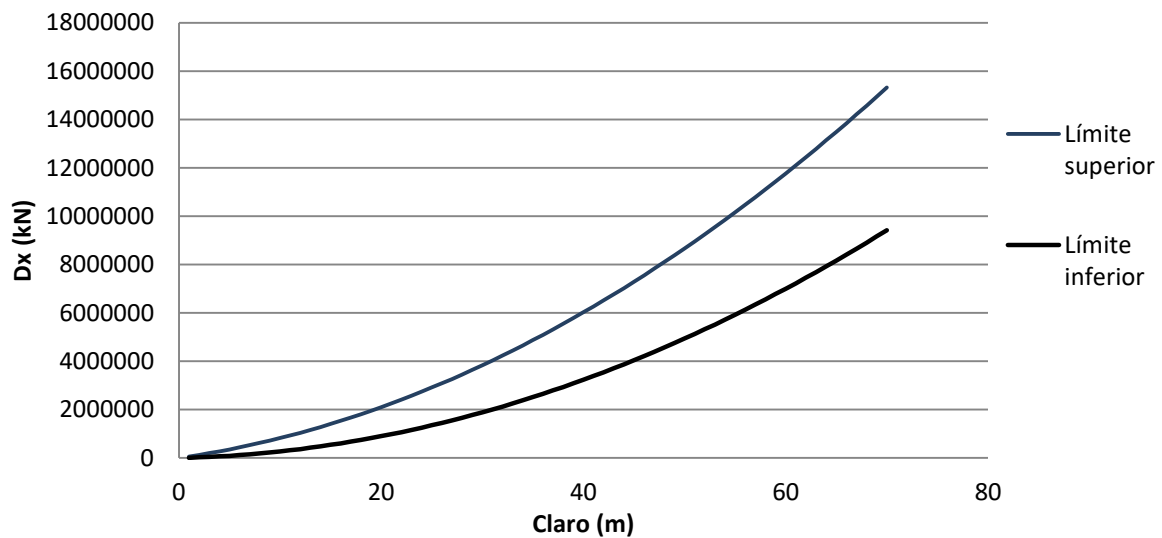


Figura 2-18. Rigidez longitudinal para longitud de claro en puentes de Norte América (Aftab et al. 2008).

2.6.3 Método Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC, 2006)

Este método es el sucesor del OHBDC el cual ha marcado ligeramente la diferencia en los métodos simplificados de análisis, con este método obtenemos un multiplicador para el promedio del momentos longitudinales del puente, este

multiplicador el cual debe ser siempre mayor a 1 y es denotado por F_m , nos indica como son las características de distribución de carga de un puente dado, si el valor se acerca a 1, indica que el puente tiene buenas características, de lo contrario, si se aleja de 1, el puente tiene características pobres de distribución de carga.

El FDC se obtiene por multiplicar F_m por la relación del número de carriles de diseño sobre el número de vigas multiplicado por un factor de modificación (RL) que depende el número de carriles de diseño y el tipo de camino (Tabla 2-3). El valor de F_m puede obtenerse mediante la siguiente ecuación:

$$F_m = \frac{SN}{F \left(1 + \frac{\mu C_f}{100}\right)} \geq 1.05 \quad (10)$$

donde:

S = espaciamiento entre vigas

$\mu = (We - 3.3) / 0.6$

We = ancho del carril de diseño (m)

Tabla 2-3. Factor de modificación RL para múltiples carriles de carga (CHBDC, 2006)

| Número de carriles cargados | Clase de camino | | |
|--------------------------------|-----------------|-----|-------|
| | A | B | C o D |
| 1 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | 0.9 | 0.9 | 0.85 |
| 3 | 0.8 | 0.8 | 0.7 |
| 4 | 0.7 | 0.7 | - |

F es una dimensión de ancho que caracteriza la distribución de carga de un puente, y C_f es un factor de corrección en %. Estos dos valores son obtenidos mediante tablas como funciones de la longitud del claro del puente muy similares a las del método OHBDC (Tabla 2-4).

Tabla 2-4. Expresiones para F y Cf para momentos longitudinales en puentes de losa sobre vigas (CHBDC, 2006).

| Clase de camino | Número de carriles de diseño | Viga interna/externa | F (m) | | Cf (%) |
|-----------------|------------------------------|----------------------|--------------|-------------|-----------|
| | | | 3 < L ≤ 10 m | L > 10 m | |
| A o B | 1 | Externa | 3.3 | 3.5-(2/L) | 5-(12/L) |
| | | Interna | 3.3+(0.05L) | 4.4-(6/L) | 5-(12/L) |
| | 2 | Externa | 6.5 | 6.8-(3/L) | 5-(15/L) |
| | | Interna | 4.8+(0.1+L) | 7.2-(14/L) | 5-(15/L) |
| | 3 | Externa | 8.3 | 8.7-(4/L) | 10-(25/L) |
| | | Interna | 6.7+(0.08L) | 9.6-(21/L) | 10-(25/L) |
| | 4 | Externa | 9.5 | 10-(5/L) | 10-(25/L) |
| | | Interna | 7.6+(0.14+L) | 11.2-(22/L) | 10-(25/L) |
| C o D | 1 | Externa | 3.3 | 3.5-(2/L) | 5-(12/L) |
| | | Interna | 3.3+(0.05L) | 4.4-(6/L) | 5-(12/L) |
| | 2 | Externa | 6.1 | 6.4-(3/L) | 5-(15/L) |
| | | Interna | 4.8+(0.1+L) | 7.2-(14/L) | 5-(15/L) |
| | 3 | Externa | 7.7 | 8.1-(4/L) | 10-(25/L) |
| | | Interna | 6.6+(0.04L) | 8.8-(18/L) | 10-(25/L) |

2.6.4 Normativa SCT (2004)

El método simplificado de distribución de la normativa SCT se acota solo a puentes que satisfacen ciertas condiciones que están en función de la configuración geométrica de la superestructura, y de manera muy similar al método AASHTO es un método simplificado que depende del factor D, cuya magnitud depende de igual manera de la configuración geométrica, del material y de los carriles de diseño, condicionado para la separación entre vigas. Para losa de concreto sobre vigas de concreto presforzado, para un carril de diseño, la expresión es la siguiente,

$$\frac{S_L}{2.15} \quad \text{para } S_L \leq 3 \quad (11)$$

para dos o más carriles de diseño,

$$\frac{S_L}{1.65} \quad \text{para } S_L \leq 4.2 \quad (12)$$

donde SL es la separación entre vigas.

En este criterio, no obstante las fuertes diferencias entre los sistemas estructurales planteados en México, y los fuertes diferenciales de efectos mecánicos generados por los modelos de carga correspondientes a la normativa mexicana, los coeficientes de distribución planteados en la normativa SCT tienen magnitudes muy similares a los establecidos en el criterio AASHTO ASD.

Tabla 2-5. Descripción y consideraciones de los criterios propuestos por diferentes códigos de diseño.

| Criterio | Descripción | Ecuación |
|--------------------|---|---|
| AASHTO ASD | Tiene como principio asociar el momento obtenido mediante el cálculo de una viga aislada bajo un tren de carga del vehículo de diseño por medio de un valor D | $FDC=(S/D)$ |
| AASHTO LRFD | Este criterio ya considera factores que también influyen en la distribución transversal de carga como el momento de inercia de las vigas y la losa, o el claro del puente por lo que es un poco más complejo en cuanto a cálculo pero un más preciso | $FDC = \left(0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt^3_s} \right)^{0.1} \right)$ |
| OHBC | El método de Ontario se basa en el análisis del tablero del puente como una placa ortótropa equivalente definida por parámetros de rigidez, presenta un grado de precisión aceptable pero sin embargo la obtención del FDC derivaba de graficas en función de estos parámetros, cuyo cálculo no es simple. Posteriormente se simplifico utilizando simples ecuaciones en función del claro. | $D_d = D \left(1 + \frac{\mu C_f}{100} \right)$ |
| CHBC | El código canadiense se basa en un multiplicador en función del ancho del carril y la separación entre las vigas, el cual indica las características de distribución transversal del puente, el FDC es el producto de este multiplicador con un parámetro de dimensión y uno de corrección obtenidos de tablas con funciones simples del claro. La diferencia con el método de Ontario es muy poca ya que este método deriva del método de Ontario. | $Fm = \frac{SN}{F \left(1 + \frac{\mu C_f}{100} \right)} \geq 1.05$ |

| | | |
|------------|---|--------------------|
| SCT | La normativa SCT presenta un factor que se obtiene de dividir la separación entre vigas sobre un valor que depende de la configuración del puente, este criterio se acota solo a puentes que cumplen con ciertas condiciones, y presenta similitud con los valores propuestos por AASHTO ASD. | $\frac{S_L}{2.15}$ |
|------------|---|--------------------|

2.6.5 Método de Courbon

Este es un método analítico el cual está en función del número de vigas y del posicionamiento transversal de las cargas y las vigas, este método considera un tablero con rigidez infinita, es decir, su deformada bajo la actuación de una carga permanece siempre recta, sin inflexiones ni curvaturas de ningún tipo (Figura 2-19).

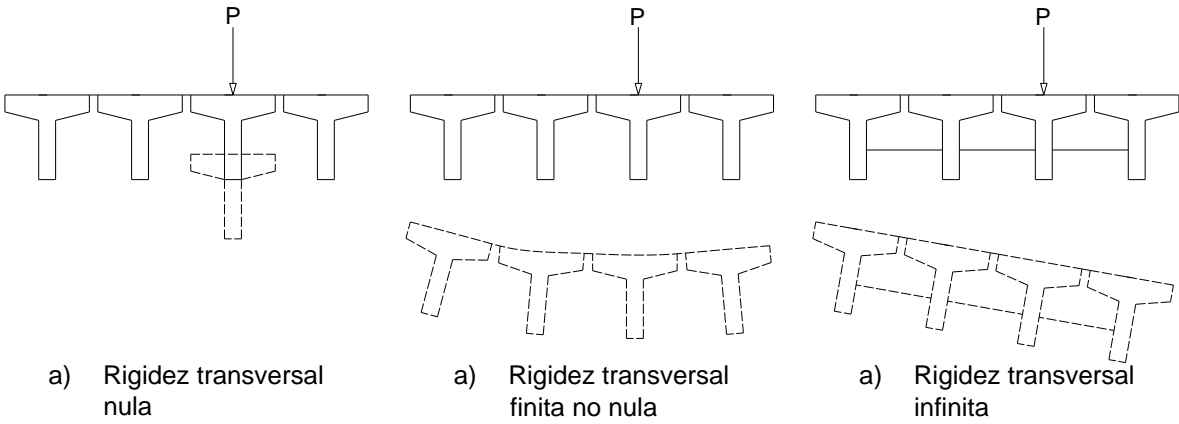


Figura 2-19. Reparto trasversal de la sobrecarga

La carga actuante se descompone en simétrica y antisimétrica. La carga simétrica se reparte proporcionalmente a las inercias de las vigas. Entonces se tiene que la carga P'n que actúa sobre la viga es:

$$P'n = P \frac{I_n}{\sum I_n} \tag{13}$$

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

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

$$P'_n = kx_n I_n \quad (14)$$

Al considerar el equilibrio de momentos se tiene que:

$$Pd = \sum P''_n \cdot x_n = k \sum x_n^2 I_n \quad (15)$$

Así que:

$$k = \frac{Pd}{\sum x_n^2 I_n} \quad (16)$$

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

$$P''_n = Pd \frac{x_n I_n}{\sum x_n^2 I_n} \quad (17)$$

Y la carga total que soporta la viga es:

$$P_n = P'_n + P''_n = P \frac{I_n}{\sum I_n} \left(1 + d \frac{x_n \sum I_n}{\sum x_n^2 I_n} \right) \quad (18)$$

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

$$\frac{1}{N} \left(1 + d \frac{x_n N}{\sum x_n^2} \right) \quad (19)$$

Sin embargo, la consideración de una rigidez transversal infinita de la superestructura constituye únicamente una aproximación, la cual puede tener un importante grado de error que podría variar de acuerdo a la longitud del claro del puente (Crespo Sánchez et al., 2014).

2.7 Método de elemento finito

El método de elemento finito es una técnica numérica que permite resolver problemas que pueden ser descritos ecuaciones diferenciales parciales o pueden ser formulados como minimización funcional para un dominio de interés el cual es representado como un ensamble de elementos finitos. Un problema físico continuo es transformado en un problema discreto de elementos finitos con valores nodales desconocidos. En términos generales el procedimiento de solución del método de elemento finito puede ser listado en una serie de pasos, que permite conocer la forma en que trabaja el método de elemento finito.

1. *Discretización del continuo.* Este procedimiento consiste en tomar la región en estudio y dividirla en elementos finitos delimitados por nodos. El resultado de este procedimiento es conocido como mallado de elemento finito, el cual consiste en una serie de arreglos que contienen coordenadas de nodos y conexiones entre elementos.
2. *Seleccionar funciones de interpolación.* Las funciones de interpolación son usadas para interpolar las variables de campo sobre elemento. Los polinomios son frecuentemente seleccionados como funciones de interpolación. El grado del polinomio depende del número de nodos asignados al elemento.
3. *Determinar las propiedades de elemento.* Se determina la matriz de ecuaciones para cada elemento la cual relaciona los valores nodales de la función desconocida con otros parámetros. Pueden ser utilizados dos enfoques para realizar esto, los más convencionales son: el método de Galerkin y el enfoque de variación.
4. *Ensamble de las ecuaciones de elemento.* La combinación de todas las ecuaciones de cada elemento genera el sistema de ecuaciones global, el cual representa las propiedades de conexión de los elementos propuestos en la discretización y las condiciones de frontera, en general representa las propiedades de la región en estudio.

5. *Solución del sistema de ecuaciones global.* El sistema de ecuaciones globales de elementos finitos es típicamente escaso, simétrico y positivo definido. Se pueden utilizar métodos directos e iterativos para la solución. Los valores nodales de la función buscada se producen como resultado de la solución.
6. *Cálculo de resultados adicionales.* En la mayoría de los casos son obtenidos los esfuerzos y deformaciones en zonas requeridas, se generan diagramas de momento, cortante y del desplazamiento global de la región. Todo esto es estimado a partir de la solución del sistema de ecuaciones global.

2.8 Investigaciones previas

Diferentes investigaciones se han llevado a cabo para desarrollar criterios para la obtención de los FDC en diferentes entornos y condiciones, como ejemplo Taylor, Chan, and Bakht (2013) desarrollaron un método simplificado para su uso en Hong Kong, Hughs and Idriss (2006) propusieron un criterio para puentes con vigas en cajón de concreto presforzado, Kilaru (2015) hizo su propuesta para puentes de losa sobre viga con múltiples claros, con tableros de madera y para vehículos agrícolas, entre otros. También con el fin de validar los métodos de AASHTO se han hecho investigaciones comparando los resultados obtenidos con estos métodos y con resultados provenientes de pruebas de carga, donde se ha observado que los factores obtenidos con AASTHO son altos y conservadores, como ejemplo, para puentes con vigas de acero Eom and Nowak (2001), para puentes de vigas continuas de acero Eom et al. (2006) y Kim and Nowak (1997) para puentes de vigas con sección tipo I, entre otros.

Una de las investigaciones realizadas para analizar el método de Courbon fue realizada por Kalyanshetti y Shriram (2013), esta investigación presenta el efecto que tiene el claro del puente en el FDC y cómo es que Courbon no lo considera. Para observar este fenómeno, realizaron una comparación con el método del emparrillado, el cual consiste en crear un modelo de elemento finito basado en vigas en forma de parrilla que simulan la losa del tablero. El resultado de las

comparaciones fue que para vigas exteriores el momento flexionante obtenido con el método de Courbon es mayor al obtenido por el método del emparrillado para todas las longitudes de claro. La variación del factor de carga en una viga por el método de Courbon es constante para todos los largos de claro y la variación del factor de carga en la misma viga por el método del emparrillado varía en los 15m a los 35m de longitud de claro (Figura 2-20).

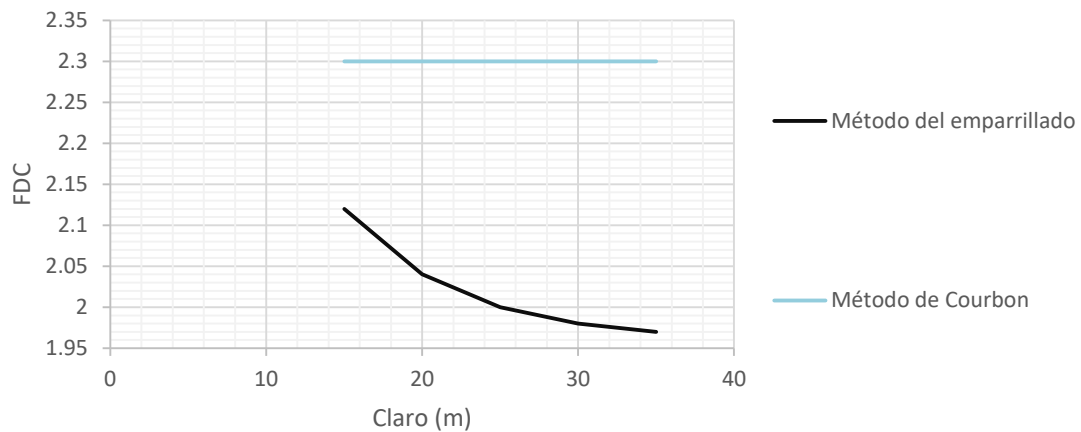


Figura 2-20. Variación del factor de carga de vigas exteriores con tres vigas longitudinales (Kalyanshetti and Shriram, 2013).

Con base en estos resultados propusieron una expresión cuadrática en función de la longitud del claro que ajuste el FDC obtenido por el método de Courbon al obtenido con el método del emparrillado. La expresión es la siguiente:

$$y = 0.000134x^2 - 0.0098x + 1.056 \quad (20)$$

Donde:

X = Longitud de claro,

Y = Factor de corrección

Por lo tanto el FDC obtenido con el método de Courbon ajustado se describe de la siguiente manera:

$$FDC_i = \frac{1}{n} \left[1 + \frac{n \cdot e \cdot d_i}{\sum d_i^2} \right] y \quad (21)$$

Donde:

P = carga viva total

e = excentricidad de la carga viva (o de la resultante en caso de cargas múltiples)

d_i = distancia de la viga al eje del puente

n = número de vigas longitudinales

Ghosn et al. (1986) asumió que para cada viga el factor de distribución de carga es igual a la relación de la deformación estática de la viga en estudio y la suma de las deformaciones estáticas de todas las vigas. Stallings y Yoo (1993) usaron las deformaciones tomando en cuenta diferentes módulos de sección de las vigas. De acuerdo a esta analogía se permite obtener los FDC mediante la aplicación de pruebas de carga. El FDC para cada viga se puede obtener por medio de

$$FDC = \frac{M_i}{\sum_{j=1}^k M_j} = \frac{ES_i \varepsilon_i}{\sum_{j=1}^k ES_j \varepsilon_j} = \frac{\frac{S_i}{S_l} \varepsilon_i}{\sum_{j=1}^k \frac{S_j}{S_l} \varepsilon_j} = \frac{\varepsilon_i W_i}{\sum_{j=1}^k \varepsilon_j W_j} \quad (22)$$

Donde:

M_i = momento flexionante de la viga en análisis,

E = módulo de elasticidad,

S_i = módulo de sección de la viga en análisis,

S_l = módulo de sección de vigas interiores,

ε_i = deformación máxima en el lecho inferior de la viga en análisis y,

w_i = relación entre los módulos de elasticidad de la viga en análisis y las vigas interiores.

Cuando todas las vigas tienen el mismo módulo de sección se consideran solo las deformaciones estáticas.

Previos estudios analíticos han mostrado que en muchos casos los Factores de Distribución de Carga (FDC) son muy conservadores, sin embargo en el caso de puentes de claro corto y con un espaciamiento pequeño entre vigas los FDC suelen ser muy permisivos. Debido a esto un estudio realizado por Nowak et al. (2003) muestra los FDC obtenidos mediante los métodos de AASHTO ASD (1986) y AASTHO LRFD (1994) en relación con los FDC obtenidos mediante una prueba de carga utilizando el criterio de Ghosn et al. (1986). El análisis se realizó para uno y dos carriles de diseño con uno y dos vehículos de diseño

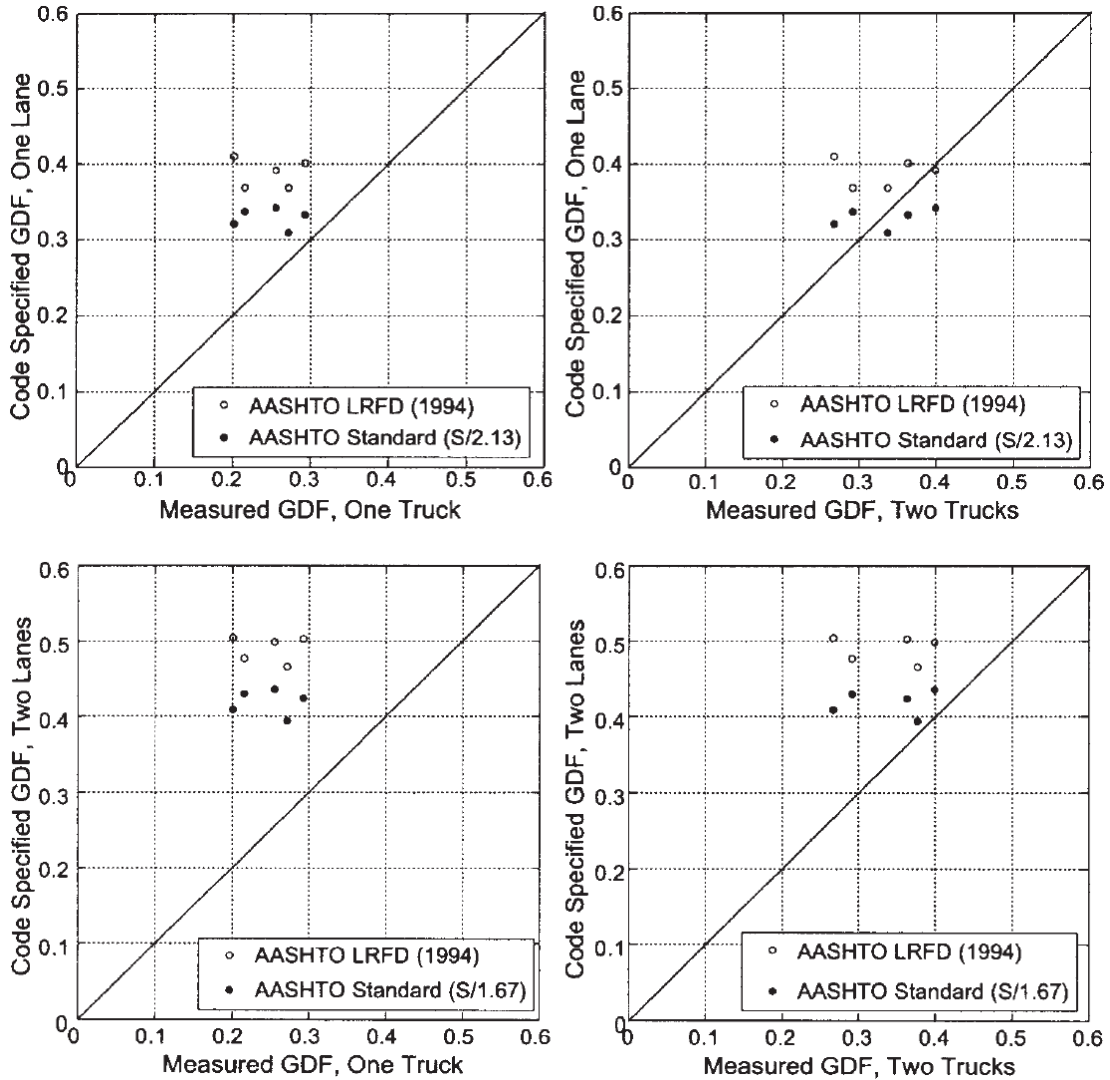


Figura 2-21. FDC por prueba de carga en comparación con FDC especificados en el código AASHTO (Nowak et al., 2003).

Los FDC obtenidos utilizando los métodos de AASHTO tienen una discrepancia significativa respecto a los obtenidos mediante pruebas de carga que reflejan el comportamiento real de la estructura, sin embargo se aprecia que los FDC obtenidos por el método de AASHTO ASD se ajustan más a los medidos, al contrario de los obtenidos por método de AASHTO LRFD que son los que más se alejan. Estos resultados indican que los métodos normados de AASHTO al estar sobre los datos medidos en la mayoría de los casos, llegan a ser conservadores.

3. METODOLOGÍA

Para la evaluación de distribución transversal de carga en puentes presforzados de México primero se evaluó cuáles son los sistemas estructurales que predominan en el país, cuáles son las variables que las definen, cuáles son sus valores predominantes y cómo interactúan entre sí, esto permito generar una matriz que contiene las todas las combinaciones de variables que definen una superestructura de un puente en México. Esta matriz fue cargada al software ANSYS y se generó un código en el lenguaje APDL que tomara cada una de las combinaciones para generar y resolver un modelo de elemento finito, con esto se obtuvieron los factores de distribución de carga correspondiente a cada combinación. Con base en la analogía de los métodos simplificados de valor D, se obtuvieron los parámetros de rigidez para cada superestructura en la matriz, esto permite obtener la relación que existe entre estos parámetros y las variables que les corresponde y con base en esto se desarrolló una propuesta para estimar los FDC en puentes presforzados de México (Figura 3-1).

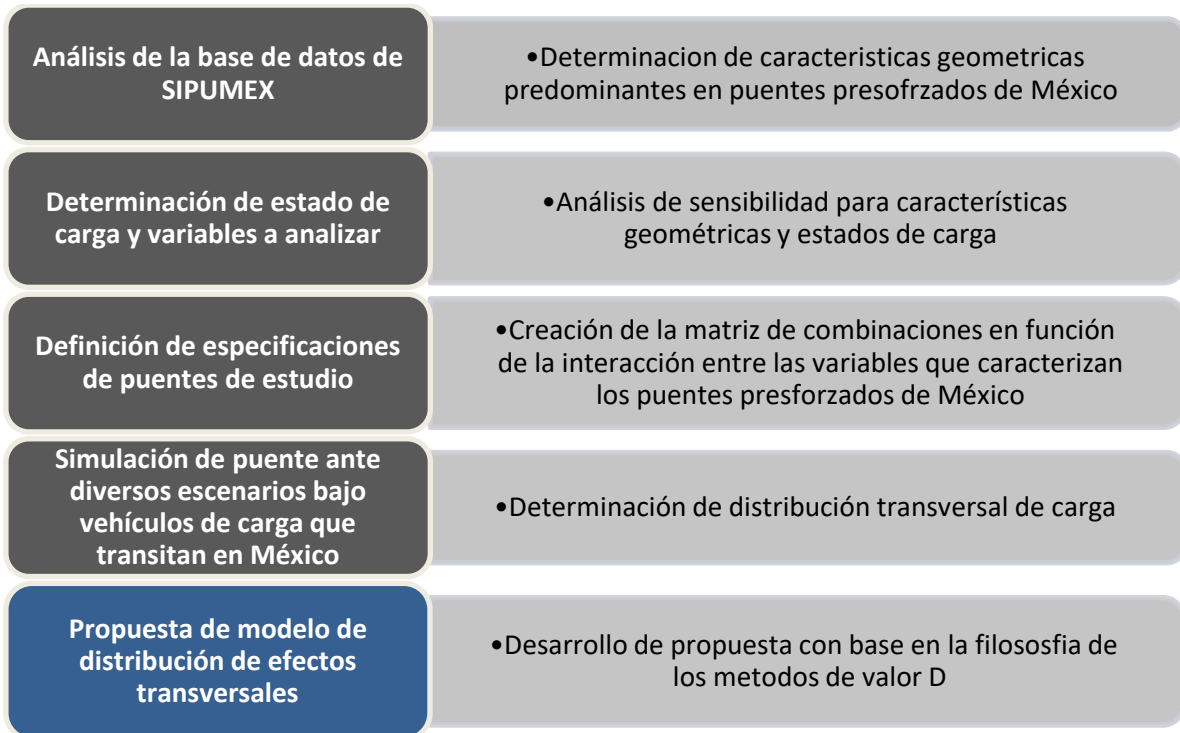


Figura 3-1. Diagrama para metodología general.

3.1 Análisis de la base de datos de SIPUMEX.

La última entrega de SIPUMEX en 2010 contiene datos de cada uno de los puentes en la red federal carretera, datos como el año de construcción, año de última rehabilitación, vehículo de diseño, material de construcción, configuración de sección transversal, datos geométricos, localización, etc. Se realizó un análisis de esta base de datos de la cual se obtuvieron las características geométricas que más se presentan en los puentes presforzados de México. A continuación se presentan las gráficas que muestran estos atributos (Figura 3-2, Figura 3-3, Figura 3-4, Figura 3-5, Figura 3-6)

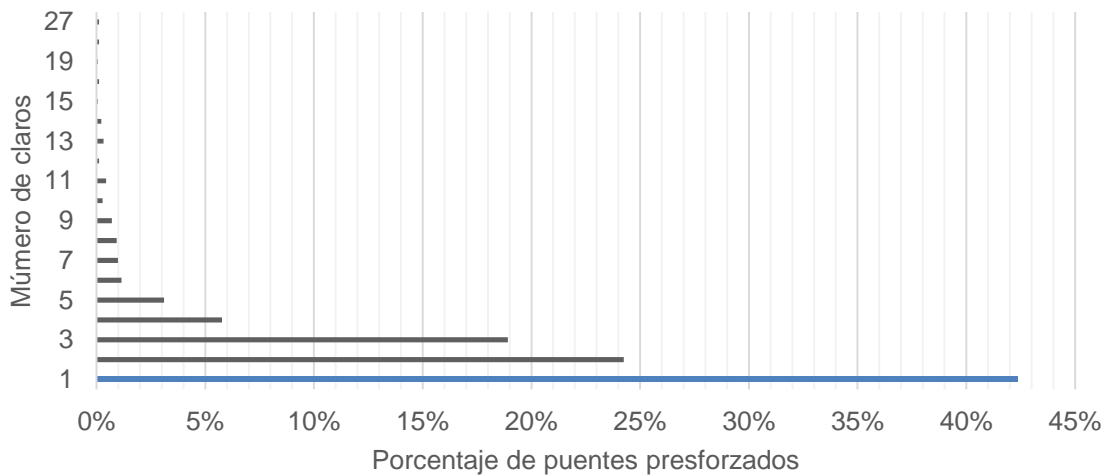


Figura 3-2. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a la cantidad de claros con que cuenta.

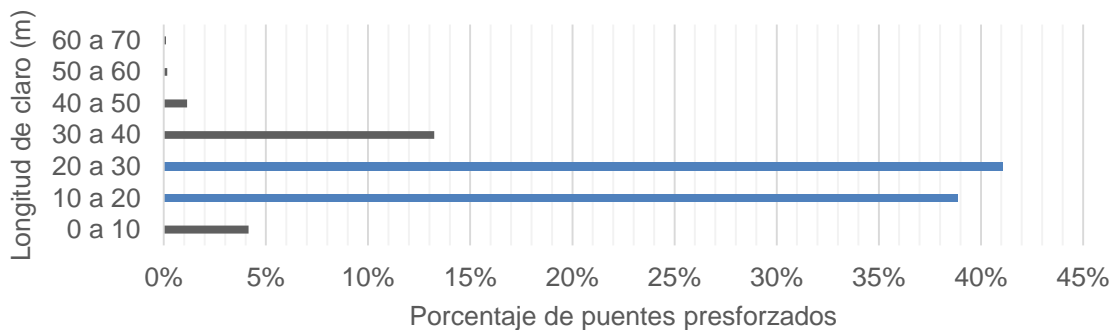


Figura 3-3. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su longitud de claro.

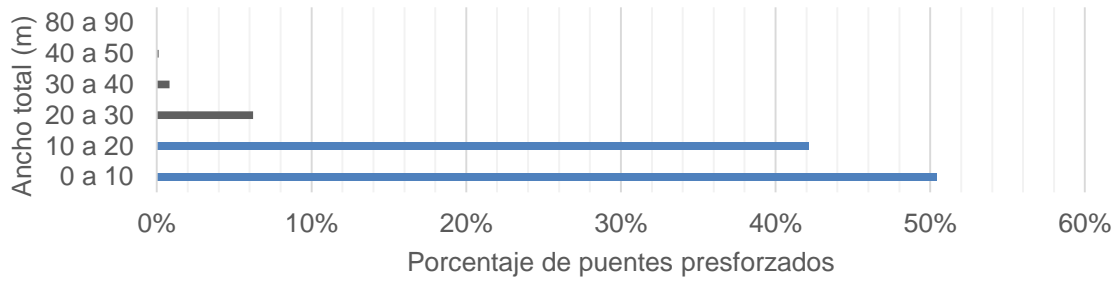


Figura 3-4. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente su ancho.

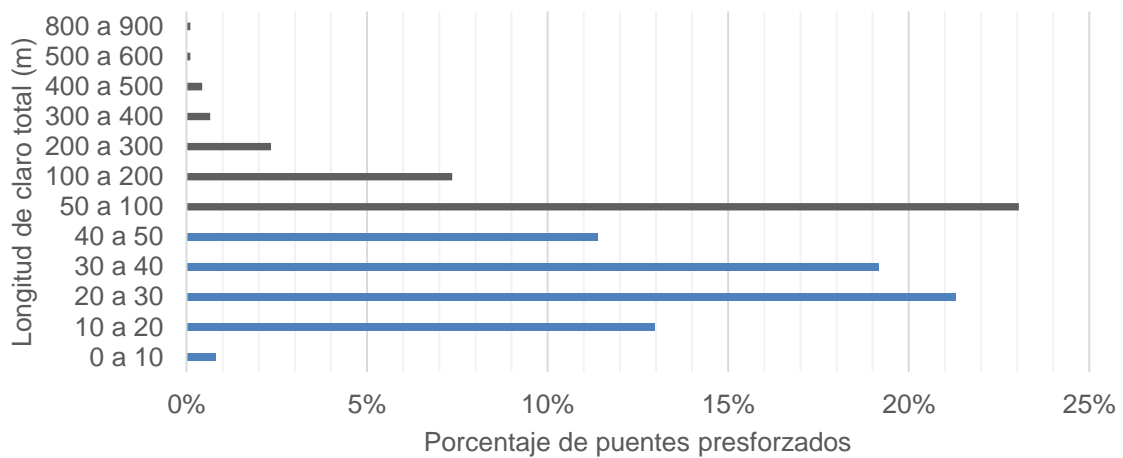


Figura 3-5. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente su longitud de claro total.

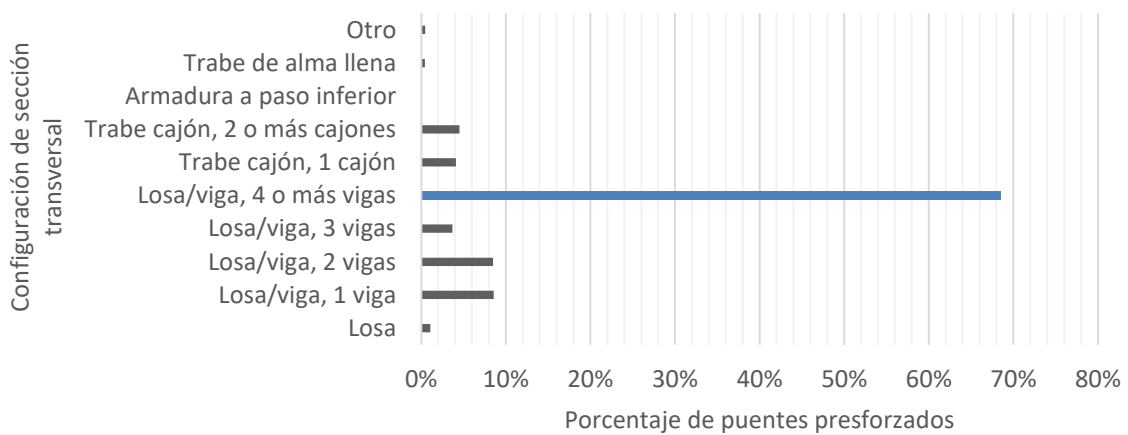


Figura 3-6. Porcentaje de puentes presforzados correspondiente su configuración de sección transversal.

Estas gráficas resaltan las características predominantes en los puentes presforzados de México, lo que permite continuar con la siguiente parte del análisis en la cual se determinan los rangos de operación de estas características que definen la superestructura de un puente, como son: claro, ancho, número de vigas, sección transversal de vigas, espesor de la losa y vehículo de diseño.

3.2 Identificación de parámetros a analizar.

Previo al análisis por el MEF se realizó un análisis para comprobar cuál es el posicionamiento transversal crítico del vehículo, se tomó un modelo de prueba que tiene un claro de 20 m, ancho de 7.5 m, 6 vigas de sección AASHTO tipo 4, espesor de losa de 20 cm, un espaciamiento entre vigas de 1.25 m y bajo la carga de un vehículo C3, el cual se ubicó transversalmente sobre el tablero del puente en diez posiciones diferentes.

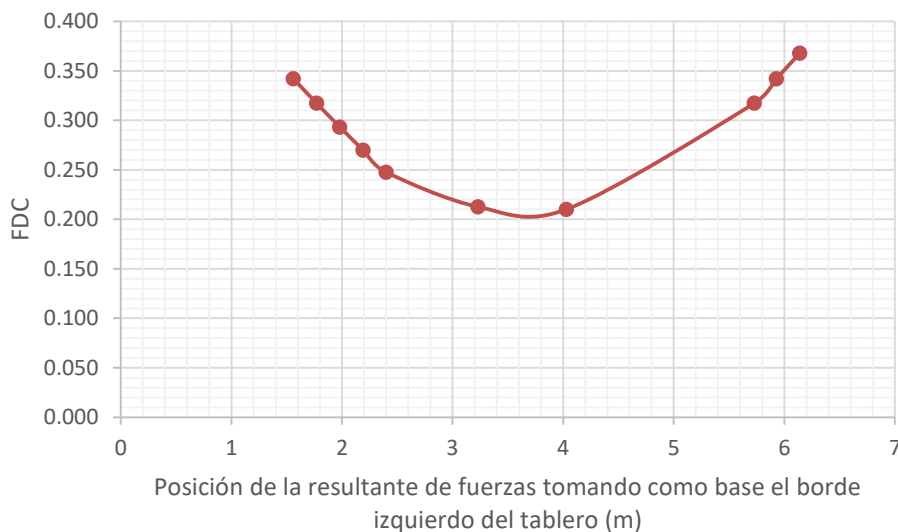


Figura 3-7. FDC correspondiente al posicionamiento transversal del vehículo.

En el primer valor de la gráfica anterior se ubicó la llanta del vehículo a 83 cm del borde izquierdo y el último valor tiene una distancia de la llanta al borde derecho de 60 cm. Al estar más alejado el vehículo del centro del tablero el FDC aumenta, por lo que debido al espacio que generalmente ocupan las obras de protección en los

puentes ubicadas al borde de los puentes, se determinó que los vehículos se posicionarían a 80 cm de la llanta del vehículo al borde del tablero.

Otro factor que se probó previo a la creación de los modelos, fue el impacto que tiene la existencia de diafragmas y su espaciamento, donde de igual manera se utilizaron modelos de prueba con las características descritas en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1. Características de los modelos de prueba

| <i>Sección</i> | <i>Claro</i> | <i>Ancho</i> | <i>N de vigas</i> | <i>Losa</i> | <i>Espaciamiento</i> | <i>Vehículo</i> |
|----------------|--------------|--------------|-------------------|-------------|----------------------|-----------------|
| 5 | 20 | 10 | 10 | 0.2 | 1 | T3-S3 |
| 5 | 30 | 10 | 10 | 0.2 | 1 | T3-S3 |
| 5 | 40 | 10 | 10 | 0.2 | 1 | T3-S3 |

Tabla 3-2. Influencia en el FDC por la existencia y espaciamento de diafragmas

| <i>Modelo</i> | <i>Diafragmas</i> | <i>Separación</i> | <i>FDC</i> | <i>Diferencia</i> |
|---------------|-------------------|-------------------|------------|-------------------|
| 1 | 0 | - | 0.247 | - |
| 1 | 1 | 10 | 0.246 | 0.001 |
| 2 | 0 | - | 0.235 | - |
| 2 | 1 | 15 | 0.234 | 0.001 |
| 2 | 2 | 10 | 0.232 | 0.003 |
| 3 | 0 | - | 0.208 | - |
| 3 | 1 | 20 | 0.207 | 0.001 |
| 3 | 2 | 13 | 0.21 | -0.002 |
| 3 | 3 | 10 | 0.206 | 0.002 |

En la Tabla 3-2 se muestran los resultados del análisis donde se obtuvo la diferencia en el FDC de los modelos sin diafragma con los modelos con diafragma a diferentes espaciamientos y se aprecia que la mayor diferencia es de 0.003 la cual no es significativa, por lo que con base en estos resultados, se optó no considerarlos dentro del análisis.

3.3 Determinación de atributos geométricos representativos de puentes de concreto presforzado de México.

Las características mencionadas anteriormente también se limitan de acuerdo a su interacción, como ejemplo, no es coherente pensar en un puente con un ancho muy pequeño y un número de vigas elevado, o por lo contrario un ancho muy grande con un número mínimo de vigas, también en la Tabla 3-3 se muestran como el claro del puente limita la sección transversal de las vigas tipo AASHTO, y a su vez limita al vehículo de diseño empleado, cuyas dimensiones y peso por eje se establecen según la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2008 como se muestran en la Figura 3-8 para el vehículo T3-S3.

Tabla 3-3. Claro recomendado máximo para cada viga de sección tipo AASHTO (Lin, 1982).

| Sección | Claro recomendado máximo (m) |
|----------------|-------------------------------------|
| I | 10 a 13.7 |
| II | 12.2 a 18.3 |
| III | 16.8 a 24.4 |
| IV | 21.3 a 30.5 |
| V | 27.4 a 36.6 |
| VI | 33.5 a 42.7 |

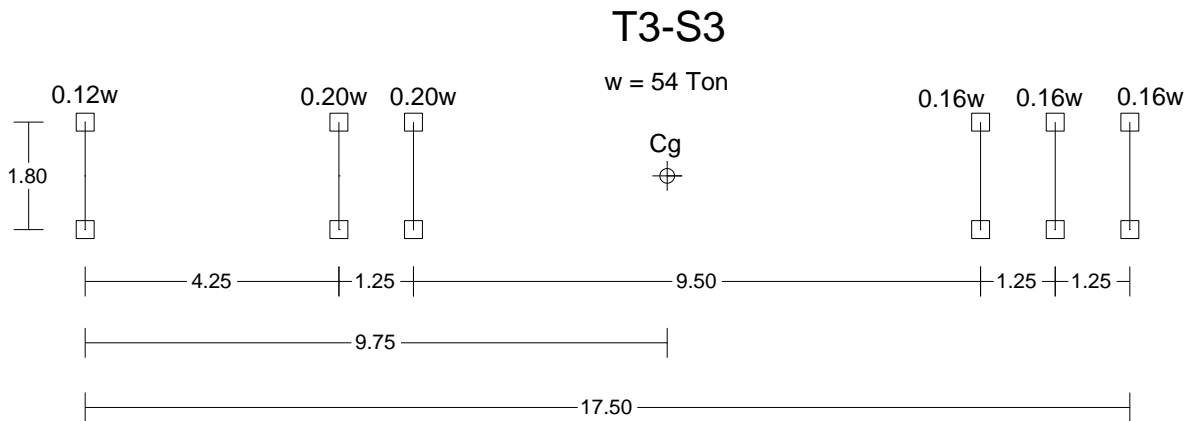


Figura 3-8. Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo T3-S3 (NOM-012-SCT-2-2008).

De acuerdo a esto se realizó un análisis considerando estas limitaciones, del cual se obtuvo cual es la interacción entre estas variables (Figura 3-9), que a su vez permitió el planteamiento de una matriz, la cual resultó con una dimensión de 6x5661 cuyo contenido está conformado por todas las combinaciones de estas variables de forma coherente y que representen las superestructuras de puentes presforzados de México. Una parte de esta matriz se presenta en la Tabla 3-4.

Número de vigas para un ancho 7.5 a 10m

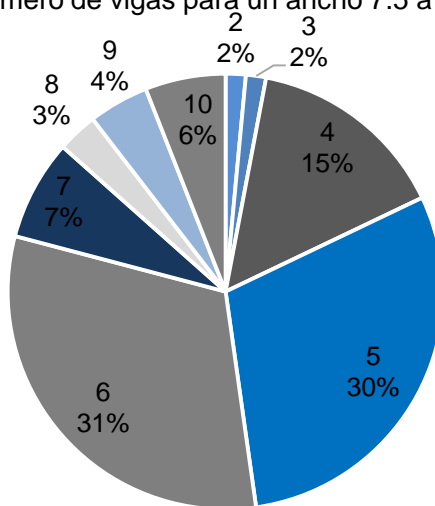


Figura 3-9. Número de vigas correspondiente a puentes con un ancho de 7.5 a 10 m.

Tabla 3-4. Ejemplo de la matriz de combinaciones.

| Combinación | Sección | Claro | Ancho | N de vigas | Esp. de losa | Esp. entre vigas |
|-------------|---------|-------|-------|------------|--------------|------------------|
| 24 | 3 | 17.5 | 7.5 | 7 | 0.1 | 1.07 |
| 25 | 3 | 20 | 7.5 | 4 | 0.1 | 1.875 |
| 26 | 3 | 20 | 7.5 | 5 | 0.1 | 1.5 |
| 27 | 3 | 20 | 7.5 | 6 | 0.1 | 1.25 |
| 28 | 3 | 20 | 7.5 | 7 | 0.1 | 1.07 |
| . | . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . | . |
| 110 | 3 | 22.5 | 10 | 5 | 0.1 | 2 |
| 111 | 3 | 22.5 | 10 | 6 | 0.1 | 1.66 |
| 112 | 3 | 22.5 | 10 | 7 | 0.1 | 1.42 |
| 113 | 4 | 22.5 | 10 | 4 | 0.1 | 2.5 |
| 114 | 4 | 22.5 | 10 | 5 | 0.1 | 2 |

3.4 Desarrollo de propuesta para obtención de FDC en México.

Esta propuesta tiene como principio la filosofía de los métodos de valor D y el análisis de placas, lo cual consiste en relacionar los parámetros de rigidez que definen una placa ortótropa especificados en la sección 2.6.2 con los factores de distribución de carga y el valor D, con base en esto se determinaron los parámetros de rigidez correspondientes a cada una de las combinaciones, una parte de estos se muestra en la Tabla 3-5.

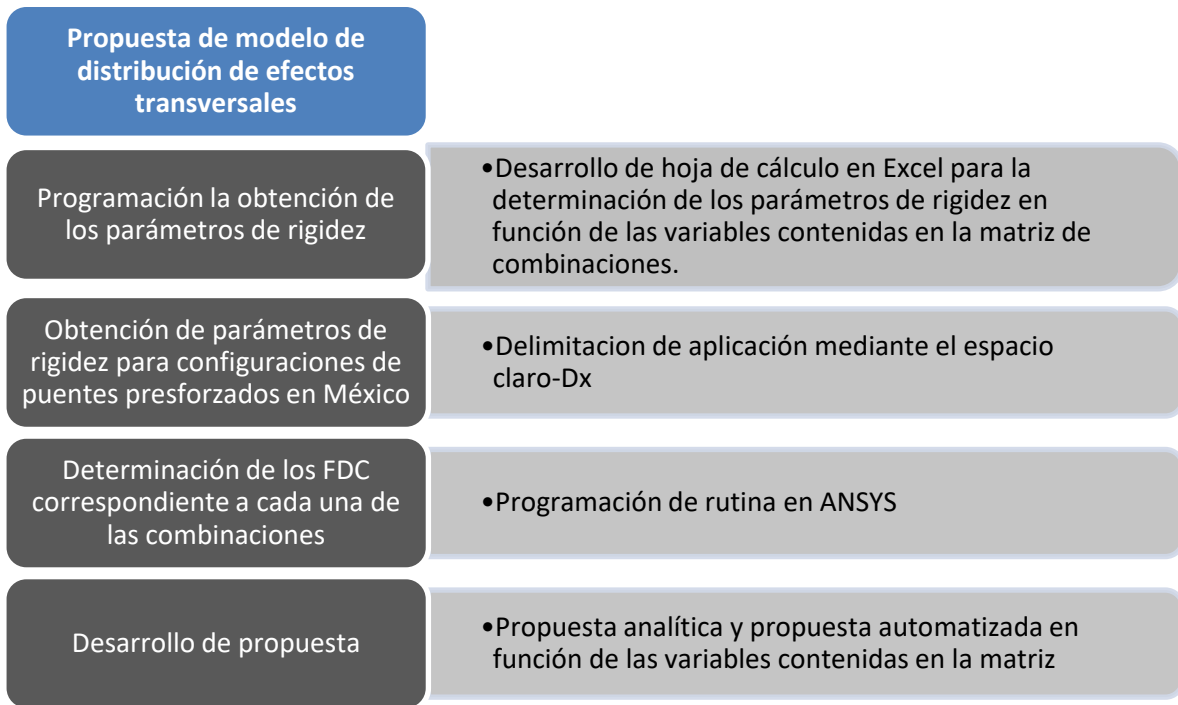


Figura 3-10. Diagrama metodológico para propuesta de modelo de distribución de efectos transversales.

Los parámetros de rigidez están en función de las propiedades geométricas del tablero del puente y de material, debido a que la matriz de combinaciones contiene estas propiedades, los parámetros de rigidez fueron obtenidos mediante una hoja de cálculo en Excel. Lo siguiente fue encontrar los FDC correspondientes a cada una de las combinaciones, que fueron obtenidos mediante el análisis por elementos finitos, pero el pensar en la creación de cada uno de los 5661 modelos definidos por la matriz de combinaciones, no es factible, entonces se optó por el uso del software ANSYS el cual permite la programación mediante el lenguaje APDL (ANSYS Parametric Design Language) el cual es una combinación del lenguaje FORTRAN y una serie de comandos propios de ANSYS. Con el uso del lenguaje APDL se desarrolló una rutina que permitió la construcción y solución de manera automática de cada uno de los modelos de elemento finito en función de las variables presentes en la matriz de combinaciones.

3.4.1 Creación de rutina APDL para la obtención de FDC en puentes de México.

La rutina en APDL puede desglosarse de la siguiente manera:

- En primer lugar está el proceso que lleva a cargar la matriz de combinaciones a ANSYS, esto consistió en separar la matriz por columnas que contienen los datos para cada variable y guardarlas en archivos separados de extensión “txt” en la carpeta de destino de trabajo, después se crean los espacios que contendrán estos datos como parámetros array dentro del software, y mediante un ciclo se importan los datos en los archivos “txt” a los parámetros array dentro de ANSYS.
- Lo siguiente fue especificar la utilización de los elementos BEAM188 y SHELL181, así como las propiedades de material, módulo de elasticidad y módulo de Poisson, también se creó la sección transversal de las vigas tipo AASTHO I, II, III, IV, V, VI y se guardaron como archivos de extensión “sect” para después ser cargados como secciones predefinidas en el software, los espesores de la losa fueron especificados como secciones para elementos shell.
- Previo a la creación de la geometría del modelo se crea el parámetro donde se almacenaran los resultados, una vez creado se inicia el ciclo de creación de geometría donde primero se definen los parámetros escalares siguientes:

$$nev = Red\left(\frac{\left(\frac{S_i}{2}\right)}{e}\right) \quad det = \left(\frac{S_i}{nev * 2}\right) \quad (23)$$

$$nec = Red\left(\frac{\left(\frac{C_i}{2}\right)}{e}\right) \quad del = \left(\frac{\left(\frac{C_i}{2}\right)}{nec}\right) \quad * Red: redondear \quad (24)$$

Donde:

nev: número entero de elementos entre vigas

det: dimensión de elementos en dirección transversal

nec: número de elementos a mitad del claro
del: dimensión de elementos en dirección longitudinal
Si: Separación entre vigas
Ci: Longitud del claro
e: Tamaño de elemento requerido

En su gran mayoría los comandos dentro de la generación dependen de estos parámetros escalares que a su vez dependen de las variables que conforman la matriz de rigidez. Una vez que se conocen las dimensiones de los elementos y la cantidad de elementos shell, se procede a la creación de la malla de nodos llevando un control de la numeración para después crear los elementos shell a partir de los nodos, lo siguiente fue la creación de las líneas donde se generaron las vigas utilizando un mallado longitudinal de igual magnitud a la dimensión del elemento en dirección longitudinal, esto permite continuar con el control de la numeración de nodos. Debido a que se tiene un control de la numeración de nodos se pudo posicionar el tren de cargas de la carga viva vehicular sobre un nodo que pertenece a los elementos shell logrando la interacción entre la carga y el elemento.

- Para cada modelo que se resolvía se creaba un archivo “txt” que contenía los resultados y se exportaban dentro de la carpeta de destino antes definida, una vez resueltos todos los modelos, se creó una subrutina que permitió organizar todos los archivos de resultados en uno solo en forma de matriz para después ser exportados en un solo archivo de formato “prn” compatible con Excel.

3.4.2 Obtención de los FDC y el valor D

Los FDC se obtuvieron utilizando la analogía descrita en el subcapítulo 2.7 mediante las deflexiones estáticas al centro del claro de cada una de las vigas, obtenidas como resultado de los modelos de elemento finito.

$$FDC = \frac{\delta_i}{\sum \delta_j}$$

Donde:

δ_i = Deflexión máxima de la viga en estudio

δ_j = Deflexión máxima de todas las vigas

Se utilizó esta analogía considerando que la deflexión es proporcional a la carga con que se provoca, y esta carga se repartió transversalmente originando deflexiones distintas en cada viga, estas deflexiones están definidas por su correspondiente FDC.

Para validar lo explicado anteriormente, se realizó un análisis en el cual se compara el FDC obtenido mediante el análisis de las deflexiones obtenidas de un modelo en ANSYS y el análisis de los momentos obtenidos de un modelo creado en STAAD.Pro para un puente en específico el cual cuenta con características geométricas como un claro de 22.5 m, un ancho de 7.5 m, compuesto de 6 vigas de sección transversal AASTHO tipo 4, un espesor de losa de 10 cm y un espaciamiento entre vigas de 1.25 m. El estado de carga es el que se ha utilizado para todos los modelos con un vehículo C3.

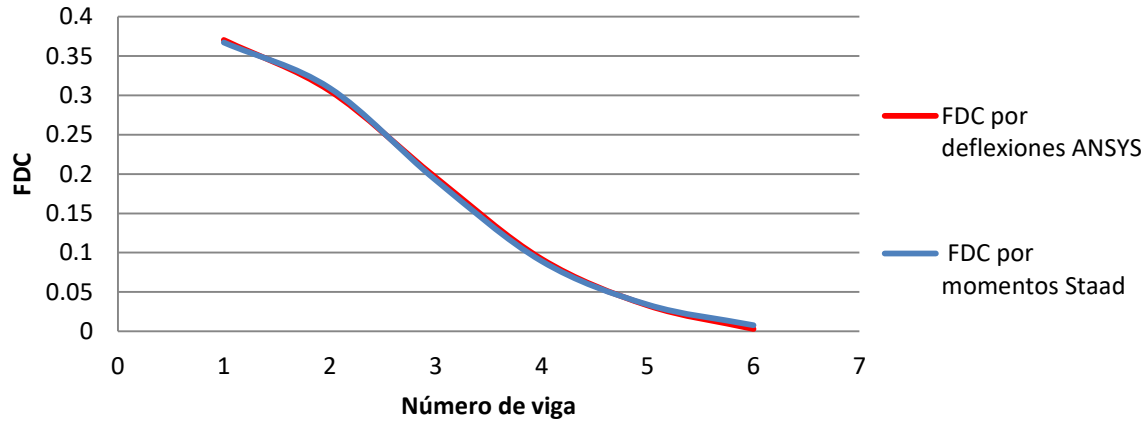


Figura 3-11. Comparación de FDC obtenidos mediante deflexiones y momentos

En la Figura 3-11 se observan los FDC obtenidos mediante las deflexiones obtenidas de los análisis realizados con ANSYS y los FDC obtenidos mediante los momentos obtenidos con el software STAAD.Pro en base al estudio realizado por Ghosn et al. (1986), es notable que prácticamente no existe diferencia en los FDC y por lo tanto en este tipo de estructuras es válida la obtención de los FDC mediante las deflexiones estáticas.

Una vez obtenidos los FDC correspondientes a cada combinación, se estimaron los valores D tomando como base el principio la relación con la separación entre vigas (S):

$$FDC = \frac{S}{D} \quad \text{por lo tanto} \quad D = \frac{S}{FDC} \quad (25)$$

El valor D es la relación entre el momento obtenido del análisis estático de una viga bajo la carga de un tren de carga del vehículo con el momento que realmente le corresponde a la viga en análisis. En los criterios descritos en la sección 2.6 la separación entre vigas era dividida sobre el valor D, esto era debido a que los análisis para su desarrollo fue realizado con placas ortótropas y para designar el momento correspondiente a una viga se tomaba el momento distribuido en un ancho definido por la separación entre vigas, sin embargo el análisis realizado en este estudio se hizo para modelos de elemento finito con elementos Beam que

representan las vigas del puente y elementos Shell que representan la losa, los elementos Shell son los que están en contacto directo con las cargas, y estos a su vez transmiten a los elementos Beam la carga correspondiente. Considerando esto el valor D sería en realidad el FDC, ya que no interviene la separación entre vigas para determinar la carga que le corresponde. A pesar de lo anterior y con fines de comparación con los métodos que utilizan la separación entre vigas, el valor D puede ser obtenido mediante la ecuación anterior una vez obtenido el FDC. El resultado al que se quiere llegar debe ser un valor que al dividir a la separación entre vigas nos resulte el FDC. Entonces si obtenemos el valor D despejándolo de la ecuación anterior se obtiene el valor real de D que nos dará el FDC real. Dentro de un diseño estructural, el diseñador obtendría el momento correspondiente a una viga mediante un análisis estático con un tren de carga y al multiplicarlo por (S/D) le daría el momento real correspondiente a la viga analizada ya que fue obtenido de manera inversa.

3.4.3 Obtención de parámetros de rigidez predominantes en puentes de México.

La filosofía de la obtención de los parámetros de rigidez fue utilizada por Morice and Little (1956) para el desarrollo de los métodos de coeficientes de distribución el cual está basado en el análisis armónico de placas ortótropas. Estos parámetros se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 D_x &= \frac{EI}{2b} & D_y &= \frac{Et^3}{12} \\
 D_{yx} &= \frac{Gt^3}{6} & D_{xy} &= D_{yx} + GJ
 \end{aligned}
 \tag{26}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del tablero (T/m²)

I: Momento de inercia del tablero (m⁴)

G: Modulo de cortante del tablero (T/m²)

J: Módulo de torsión de las vigas (m^4)

t: Espesor de la losa (m)

b: Mitad del ancho del puente (m)

Los parámetros de rigidez fueron determinados por medio de una hoja de cálculo en Excel para cada una de las combinaciones en la matriz y a su vez también de obtuvieron los parámetros α y θ , teniendo como resultado una matriz que contiene la combinación de variables que definen la superestructura, sus correspondientes FDC, su valor D y los parámetros de rigidez, un ejemplo de esta con los valores de las variables correspondientes a las combinaciones que se encuentran en la Tabla 3-4 se muestra en la Tabla 3-5.

Tabla 3-5. Parámetros de rigidez, FDC y valor D correspondientes a las combinaciones presentadas en la Tabla 3-2.

| <i>Dx (kN m)</i> | <i>Dy (T m)</i> | <i>Dxy (T m)</i> | <i>Dyx (T m)</i> | θ | α | FDC | D |
|------------------|-----------------|------------------|------------------|----------|----------|-------|------|
| 1829128.5 | 184.4 | 6853.3 | 156.3 | 2.13 | 0.19 | 0.258 | 2.07 |
| 1263152.7 | 184.4 | 6853.3 | 156.3 | 1.70 | 0.22 | 0.501 | 1.87 |
| 1462429.4 | 184.4 | 6853.3 | 156.3 | 1.76 | 0.21 | 0.387 | 1.93 |
| 1649773.2 | 184.4 | 6853.3 | 156.3 | 1.82 | 0.20 | 0.368 | 1.69 |
| 1829128.5 | 184.4 | 6853.3 | 156.3 | 1.87 | 0.19 | 0.255 | 2.10 |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| 1210748.9 | 184.4 | 6853.3 | 156.3 | 2.00 | 0.23 | 0.489 | 2.05 |
| 1364622.9 | 184.4 | 6853.3 | 156.3 | 2.06 | 0.22 | 0.383 | 2.17 |
| 1510193.2 | 184.4 | 6853.3 | 156.3 | 2.11 | 0.21 | 0.368 | 1.94 |
| 1861774.2 | 184.4 | 13029.8 | 156.3 | 2.23 | 0.36 | 0.633 | 1.97 |
| 2162039.2 | 184.4 | 13029.8 | 156.3 | 2.31 | 0.33 | 0.511 | 1.96 |

3.4.4 Planteamiento de propuesta para la obtención de los FDC en puentes presforzados de México

Siguiendo el proceso propuesto por Aftab et al. (2008) se plasmó la relación θ -valor D, así que una vez al obtener el valor de θ se puede estimar el valor D, sin embargo

la obtención del parámetro θ sigue siendo un proceso tedioso, así que para atender este inconveniente, se desarrolló una hoja de cálculo en Excel que obtiene los parámetros de rigidez en función de las características geométricas del puente como se describe en la sección anterior (Figura 4-6). También se desarrolló una propuesta realizando un análisis de la varianza (ANOVA) designando las variables con cada uno de sus niveles de operación el FDC como resultado correspondiente, para posteriormente generar un modelo con todas las variables con sus interacciones al cual se le realizó un primer análisis, del cual se obtuvieron los niveles de significancia de cada variable e interacciones, lo cual permite la simplificación del modelo descartando las que presentan menor significancia hasta conseguir un modelo simplificado aceptable. Como resultado de este trabajo realizado con el software RStudio se obtuvieron las variables e interacciones con un nivel de significancia considerable y sus respectivos coeficientes correspondientes. El resultado de este análisis es una ecuación lineal en función de las variables de entrada con una precisión del 98% respecto a los resultados obtenidos por el método de elemento finito, esta ecuación se describe a continuación:

$$\begin{aligned}
 FDC = & -0.02066 A - 0.001108 L + 0.003318 B - 0.01048 N + 0.2463 T + 0.2733 S \\
 & + 0.0004693 AL + 0.0002724 AB - 0.00006909 LB - 0.0001289 LN \\
 & + 0.0003529 BN + 0.05301 AT - 0.004176 LT - 0.009989 BT \\
 & + 0.001636 NT + 0.01424 AS - 0.00289 LS - 0.0005732 BS \\
 & - 0.435 TS
 \end{aligned} \tag{27}$$

Donde:

A: Tipo de sección transversal AASHTO (1 a 6)

L: Longitud del claro (m)

B: Ancho del puente (m)

N: Número de vigas

T: Espesor de la losa (m)

S: Espaciamiento entre vigas (m)

La obtención del FDC de carga por medio de esta propuesta se simplifica aún más con la programación de una hoja de cálculo en Excel. A pesar de lo simple que pueden resultar estas propuestas en relación a su precisión siguen requiriendo el uso del cómputo por medio Excel, tomando en cuenta esto se optó por el desarrollo una propuesta automatizada que consiste en un motor de búsqueda, el cual identifica la combinación de variables introducida y localiza el FDC correspondiente a la combinación contenida en una extensa base de datos. La generación de esta base de datos se realizó expandiendo la matriz de combinaciones, como resultado de incrementar los niveles de operación de variables como el espesor de la losa, la longitud del claro y el ancho del puente, el espaciamiento entre vigas está en función del ancho del puente y del número de vigas, y a su vez sus niveles de operación. Los niveles de operación se muestran en la Tabla 3-6.

Tabla 3-6. Niveles de operación para las variables en el análisis

| | Losa (m) | Ancho (m) | Sección | Claro (m) | Número de vigas | Vehículo |
|-------------------------|-----------------|------------------|----------------|------------------|------------------------|-----------------|
| Nivel mínimo | 0.1 | 7.5 | 1 | 10 | 4 | 1 |
| Nivel máximo | 0.3 | 20 | 6 | 42.5 | 15 | 3 |
| incrementos | 0.05 | 0.5 | 1 | 0.5 | 1 | 1 |
| Niveles en total | 5 | 26 | 6 | 66 | 12 | 3 |

Debido a la expansión de los niveles de operación en las variables, se incrementó drásticamente el número de combinaciones en la matriz, teniendo como resultado 211820 combinaciones, la exhaustiva cantidad de cómputo se realizó de la misma manera pero con una pequeña optimización en el código APDL debido a la cantidad de datos. Como resultado de este análisis se tiene una mayor precisión al obtener el FDC, ya que la base de datos contiene niveles de operación más ajustados, y al ser un motor de búsqueda, se obtendrá el FDC obtenido directamente del MEF. El desarrollo de esta propuesta se realizó como un macros en Excel.

3.5 Obtención de FDC para puentes representativos de México mediante diferentes criterios.

Utilizando la matriz de combinaciones representativa de puentes presforzados de México, se realizó un análisis en el cual se obtuvieron los factores de distribución de carga para cada una de las combinaciones utilizando cada uno de los criterios descritos en la sección 2.6, además de incluir los criterios propuestos en la sección anterior. Este estudio tuvo como finalidad observar el comportamiento de los otros métodos siendo aplicados en puentes representativos de México, debido a que como se ha mencionado anteriormente, los criterios como AASHTO ASD, AASHTO LRFD, OHBDC y el CHBDC, fueron criterios desarrollados para un entorno en particular. Para tener una aproximación de cómo los puentes de México se encuentran en cuestión de rigidez longitudinal en comparación con los puentes de Norte América, se graficaron los valores de la rigidez longitudinal de puentes de México en función del claro con los valores de los puentes en Norte América que se encuentran en la Figura 2-18. Rigidez longitudinal para longitud de claro en puentes de Norte América (Aftab et al. 2008).. Con este planteamiento se puede observar cómo se encuentran los puentes de México en términos de rigidez con respecto a los puentes en Norte América, y como esto puede influir en la distribución transversal de carga. El método de Courbon es un método desarrollado solo en función del posicionamiento transversal de las vigas y de la carga respecto al centro del claro, por lo que es aplicable a cualquier puente de configuración losa sobre vigas. Todo este análisis se realizó mediante una hoja de cálculo en Excel, en la cual se tomaron como base los FDC obtenidos mediante el análisis por simulación en ANSYS para determinar la diferencia de los FDC obtenidos mediante los demás métodos, así como también el porcentaje de error de cada uno de los FDC, la diferencia y el porcentaje de error promedios por cada método.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Derivado del análisis planteado en la metodología del estudio, se obtuvo una cantidad de información considerable, la cual fue contrastada y procesada para la obtención de los resultados. El primer análisis se realizó con el fin de identificar en términos de rigidez a los puentes presforzados de México respecto los puentes en otras regiones, los resultados de este análisis se pueden relacionar con los FDC obtenidos por los criterios descritos para las diferentes regiones de Norte América. Aftab et al. (2008) propuso una metodología para desarrollar un criterio para determinar los factores de distribución de carga en cualquier región, ejemplificando el caso de Hong Kong, esta metodología se aplicó para el caso de puentes de México, la cual plantea la obtención del FDC mediante la relación del parámetro de rigidez θ con el valor D. Derivado de los resultados obtenidos en este análisis y a la perspectiva de desarrollo de una propuesta de fácil acceso se llegó a la conclusión de realizar la propuesta automatizada descrita en la sección 3.4.4.

4.1 Rigidez longitudinal para puentes presforzados de México

Previo a la obtención de los FDC, se obtuvieron los parámetros de rigidez de los puentes presforzados de México ya antes definidos dentro de la matriz de combinaciones, y con el fin de identificar donde se encuentran en cuestión de rigidez los puentes presforzados de México respecto a los puentes en otras regiones. Como resultado de este análisis se obtuvo la Figura 4-1 donde muestra el parámetro de rigidez longitudinal (D_x) contra la longitud del claro de los puentes contenidos en la matriz de puentes de México y los valores de puentes en Norte América y Hong Kong presentados por Aftab et al. (2008). Para delimitar el rango donde se encuentran estos valores, se identificaron límites superiores e inferiores para cada caso, el límite inferior de México coincide con el límite inferior de USA, el límite inferior de Hong Kong coincide con el límite superior de USA, estos límites están definidos por las siguientes ecuaciones:

Norte América $Dx = 59575L + 2275L^2$ (Límite superior)

$Dx = 9250L + 1790L^2$ (Límite inferior)

México $Dx = 76158L + 5473.2L^2$ (Límite superior)

Hong Kong $Dx = 139551L + 2822.6L^2$ (Límite superior)

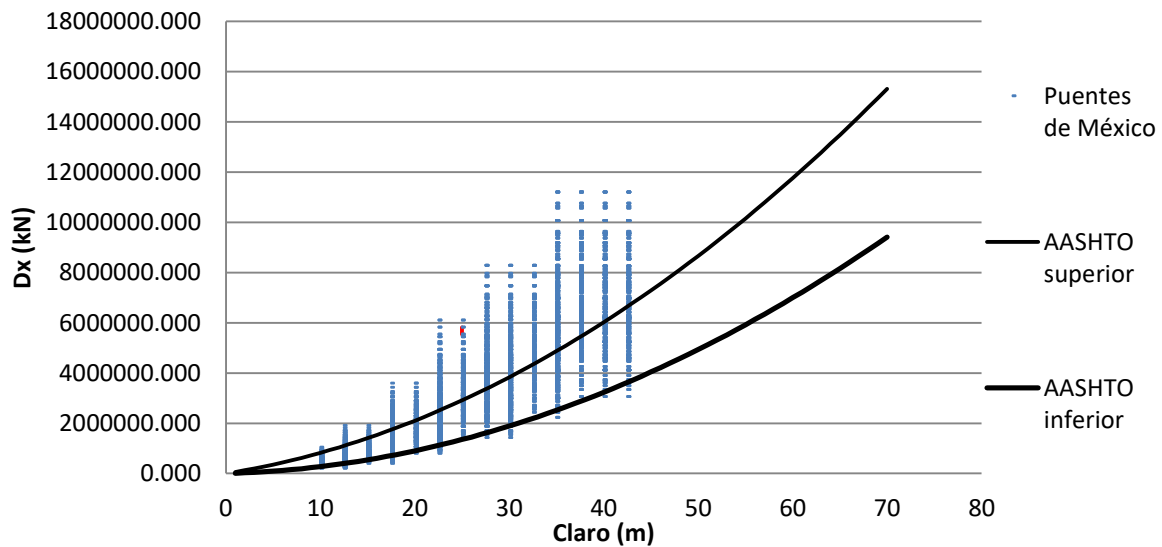


Figura 4-1. Rigidez longitudinal para diferentes claros en puentes de México, Norte América y Hong Kong

En la Figura 4-1 se observa que México comparte los valores más altos con Hong Kong y los más bajos con USA, sin embargo sobre el límite superior de USA se encuentran una gran parte del espacio de puentes de México, y de igual manera debajo de los valores de Hong Kong, es decir, que las condiciones para México no se comparten completamente en ninguno de los dos casos. En comparación con los puentes en Norte América, una gran parte de los puentes en México son más rígidos, esto se puede traducir en una diferencia significativa en sus características de distribución de carga y se ve reflejado directamente en los FDC, por lo que cabe reiterar que la metodología desarrollada en Norte América no es aplicable para puentes en México.

4.2 Generación de rutina en ANSYS APDL

Es software ANSYS y el lenguaje de programación APDL fue la herramienta fundamental que permitió generar, resolver y almacenar resultados de 211820 modelos de elemento finito, estos modelos son definidos por las variables contenidas en la matriz de combinaciones, cuyos valores se introdujeron al software almacenándolos como parámetros “array” de dimensión 7 x 1 mediante un ciclo y comandos de importación para cada combinación.

| Parameter | Type | Dimensions | Page Increment | Full Pz |
|-----------|-------|------------|------------------|---------|
| COLU1 | array | 5661 x 1 | Initial Constant | 0 |
| COLU2 | array | 5661 x 1 | Selected: NONE | |
| COLU3 | array | 5661 x 1 | | |
| COLU4 | array | 5661 x 1 | | 1 |
| COLU5 | array | 5661 x 1 | 1 | 1 |
| COLU6 | array | 5661 x 1 | 2 | 10 |
| COLU7 | array | 5661 x 1 | 3 | 7.5 |
| C1 | array | 7 x 1 | 4 | 5 |
| C2 | array | 7 x 1 | 5 | 7 |
| C3 | array | 7 x 1 | 6 | 1.5 |
| C4 | array | 7 x 1 | 7 | 1 |
| C5 | array | 7 x 1 | | |
| C6 | array | 7 x 1 | | |
| C7 | array | 7 x 1 | | |
| C8 | array | 7 x 1 | | |
| C9 | array | 7 x 1 | | |

Figura 4-2. Interfaz de ANSYS APDL que muestra parámetros almacenados y sus valores.

Se definieron los elementos BEAM188 y SHELL181, y sus secciones transversales correspondientes, el software permite introducir secciones predefinidas por el usuario, que para el caso de las vigas tipo AASHTO se caracterizaron previamente para después ser cargadas como sección en el software, los espesores de losa también fueron definidos así como las propiedades de material.

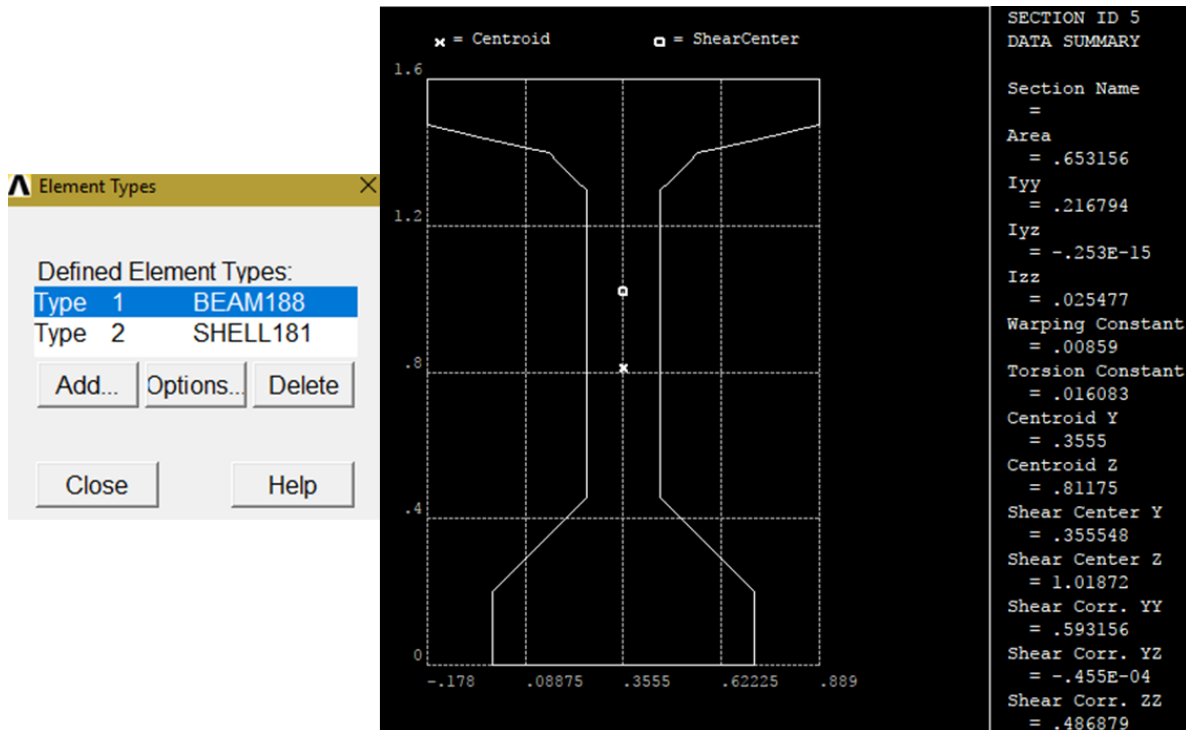


Figura 4-3. Interfaz de ANSYS APDL que muestra datos de la sección transversal de la viga AASHTO tipo 5 y los tipos de elementos asignados.

Para la construcción de la geometría se generaron parámetros escalares definidos por la ecuaciones 23 y 24, que son particulares de cada modelo en función de las variables de la combinación y contienen valores de las dimensiones y numeración de elementos, a raíz de este conjunto de valores se genera la geometría del puente comenzando por la generación de los nodos pertenecientes a la losa del puente lo cual permite tener control sobre su numeración, para posteriormente desarrollar una subrutina para posicionar las cargas, los elementos Shell que componen la losa fueron generados a partir de la malla de nodos creada previamente. Las vigas se crearon a través de líneas a las que se les asignaron sus atributos correspondientes, como el tercer nodo que define la orientación transversal de las vigas, su material y sección, para finalmente ser discretizadas.

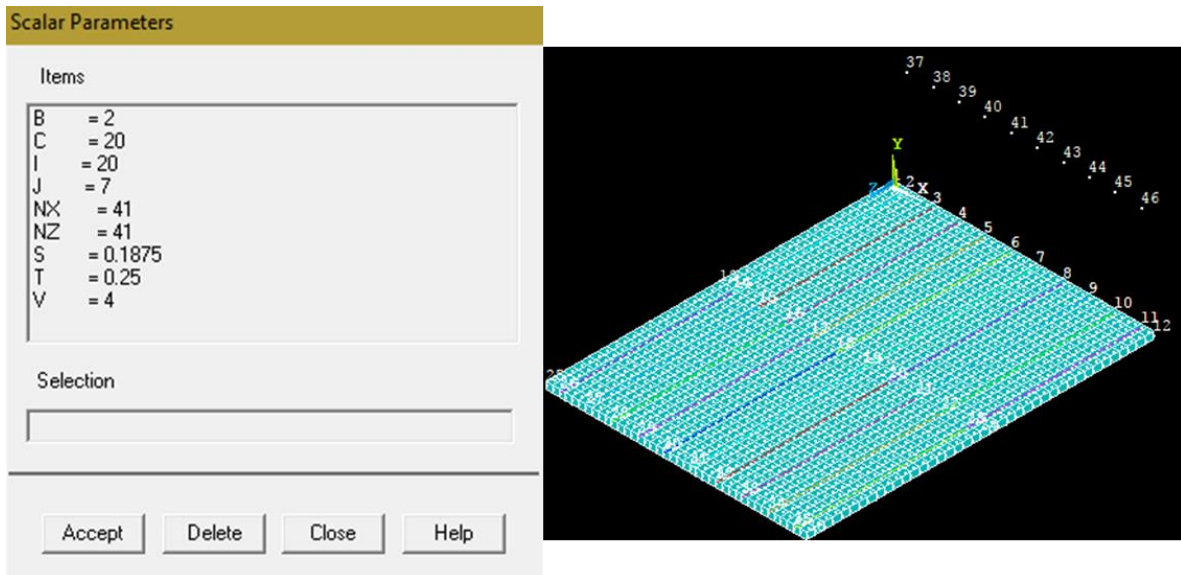


Figura 4-4. Interfaz de ANSYS APDL que muestra parámetros escalares, líneas, keypoints y elementos shell.

La subrutina creada para la aplicación de las cargas esta principalmente en función del número de elementos en ambas direcciones, el tamaño de estos y de la distribución de carga correspondiente al vehículo de diseño. Después de posicionar las cargas se definieron las condiciones de frontera, con lo que se tiene el modelo preparado para ser resuelto. La siguiente parte de la rutina consiste en resolver el sistema, obtener los resultados de interés, esto requirió una subrutina que selecciona los nodos al centro del claro de cada una de las vigas, almacena la deflexión en la dirección vertical en otro parámetro array y lo exporta en un archivo de extensión “txt”, al realizar esto se regresa a un punto de guardado justo antes de crear la geometría del puente y realiza a partir de ese punto lo anterior descrito hasta concluir con los modelos requeridos. La decisión de exportar un archivo por cada modelo se tomó debido a los errores de cómputo que pudieran presentarse y no perder los datos y por la memoria temporal del programa que genera tiempos de cómputo mayores, Con todos los archivos almacenados se creó una última subrutina que se encarga de tomar todos los archivos generados, importarlos al programa en una sola matriz que después es exportada como un solo archivo de texto con los resultados de todas las combinaciones.

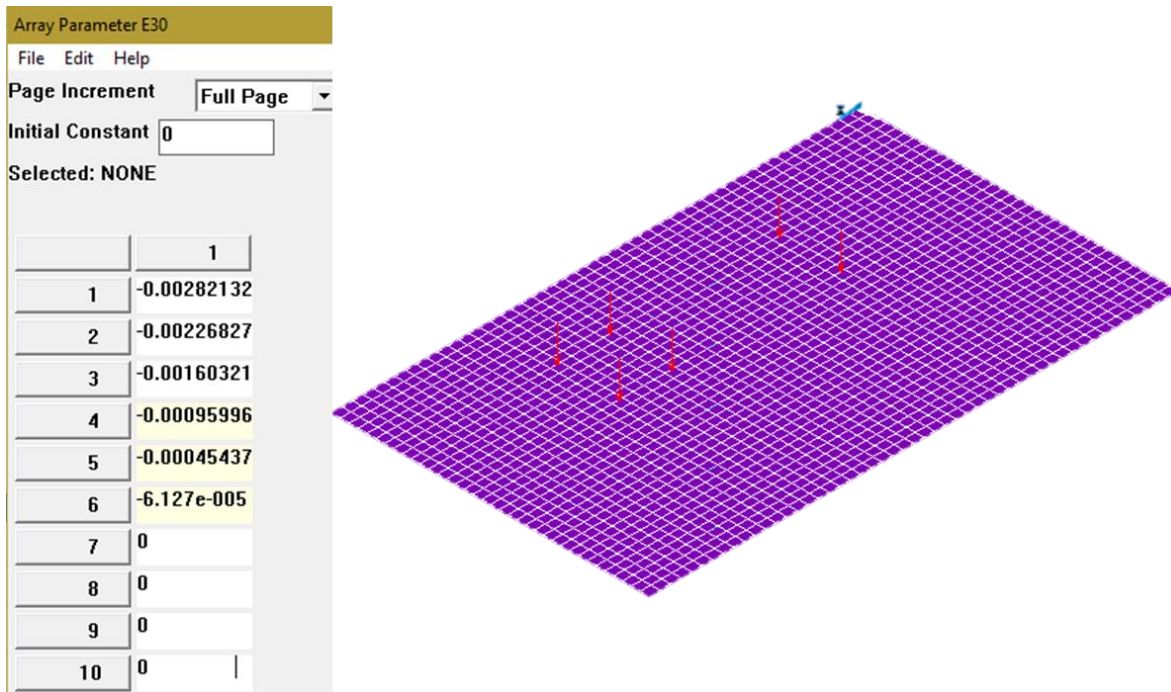
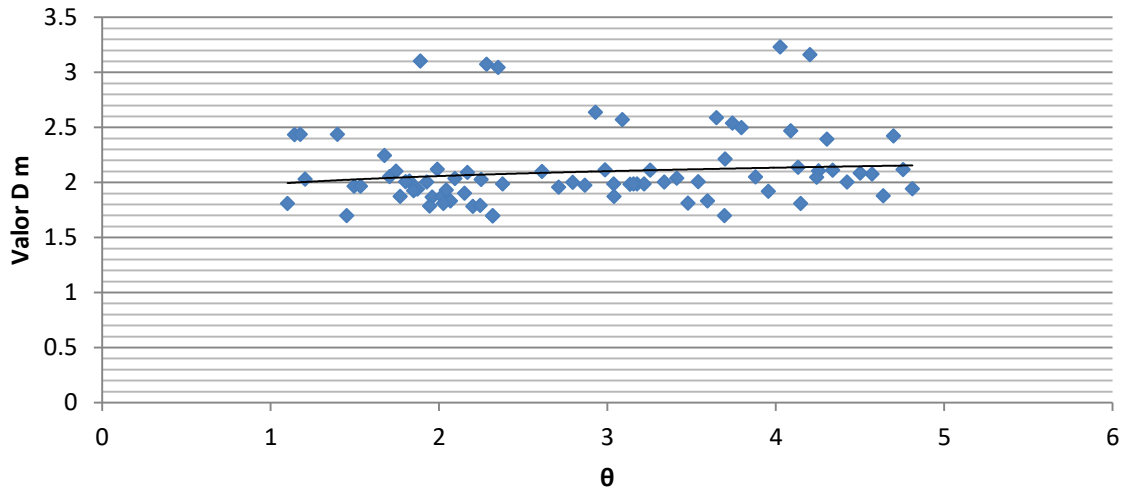


Figura 4-5. Interfaz de ANSYS APDL que muestra deflexiones resultantes en el centro del claro de las vigas en dirección vertical y el posicionamiento de las cargas vehiculares sobre la losa.

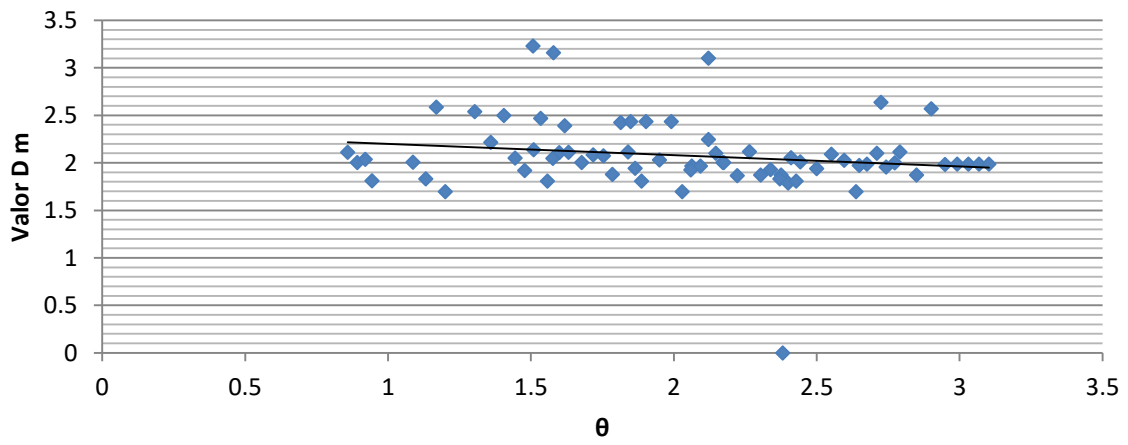
4.3 Relación θ -Valor D

Siguiendo la metodología propuesta por Aftab et al. (2008), la cual propone el desarrollo de gráficas que muestren los valores D correspondientes al parámetro θ para los puentes analizados, de esta manera es posible obtener el valor D una vez conociendo el parámetro θ . Estas gráficas se construyeron para puentes de México, distinguiendo de los vehículos de diseño C3, T3-S3 y T3-S2-R4.

Vehículo C3



Vehículo T3-S3



Vehículo T3-S2-R4

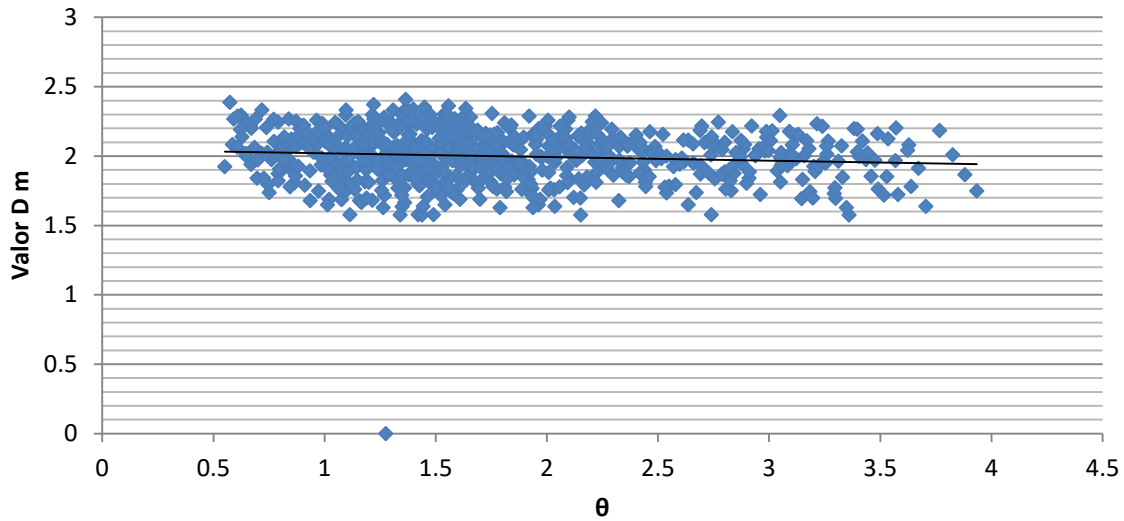


Figura 4-6. Valores D correspondientes al parámetro θ , distinguiendo para los tres vehículos de diseño.

Es apreciable que para cada valor de θ corresponde una variedad de valores D, cuyos valores van desde 1.6 a 3.2 en el caso del vehículo C3, esto quiere decir que existe una variedad de puentes con características geométricas diferentes que comparten un mismo valor de rigidez. La utilización de estas gráficas podría funcionar como un método simplificado en el cual se podría tomar el valor que interseca con la línea de tendencia o plantear una línea sobre el borde superior de los valores en la Figura 4-6 viendo por el lado de la seguridad, ya que al obtener el valor D máximo correspondiente a un valor de θ se puede asegurar con no se obtendrá un FDC más pequeño al correspondiente, y a su vez evitar un mal dimensionamiento estructural. Este método si que teniendo como inconveniente el cálculo de θ y que se podría obtener un valor D que podría causar un sobredimensionamiento. Para evitar el cálculo del parámetro θ existen dos opciones, la primera es clasificar los valores D para un tipo de puente definido por algunas de sus características, muy similar a las tablas propuestas por AASHTO ASD en las cuales se presenta un valor D para un grupo específico de puentes, y la segunda opción es la utilización de una hoja de cálculo programada para la

sistematización en la obtención del parámetro θ en función de la configuración geométrica del puente.

4.4 Comparación entre criterios

Con el fin de conocer el comportamiento de los criterios norteamericanos empleados en puentes de México, se realizó un estudio en el que se obtuvieron los FDC para cada una de las combinaciones en la matriz empleando el método de AASHTO ASD, AASHTO LRFD, OHBDC, CHBDC, además de incluir el criterio propuesto para puentes de México como resultado del ANOVA, una vez obtenidos todos los FDC se realizó un análisis comparativo del cual se obtuvieron los porcentajes de error en valor absoluto que tienen todos los métodos respecto al MEF, así como también la diferencia entre los FDC. Los resultados de este análisis se encuentran en la Figura 4-7, Figura 4-8, Figura 4-9 y la Figura 4-10.

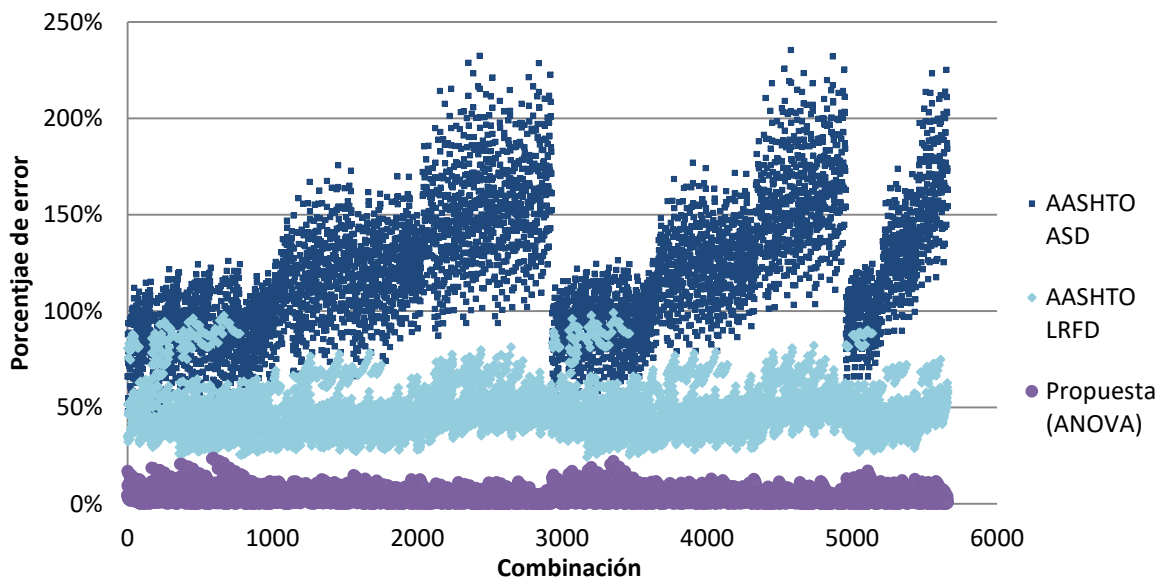


Figura 4-7. Porcentaje de error para los criterios AASHTO ASD, AASHTO LRFD y la propuesta resultante del ANOVA respecto al MEF.

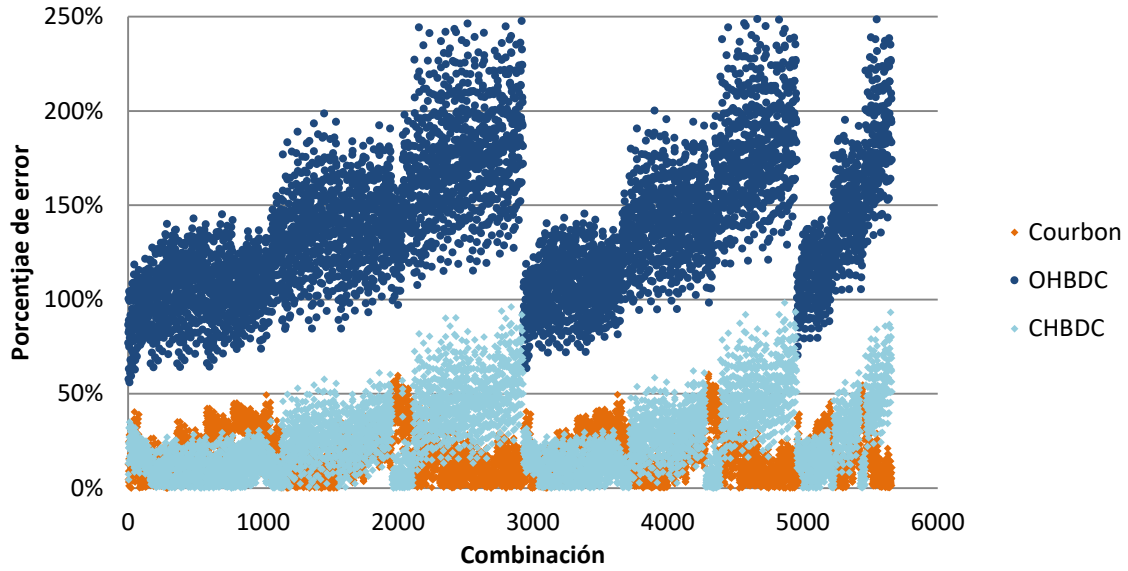


Figura 4-8. Porcentaje de error para los criterios OHBDC, CHBDC y el método de Courbon respecto al MEF.

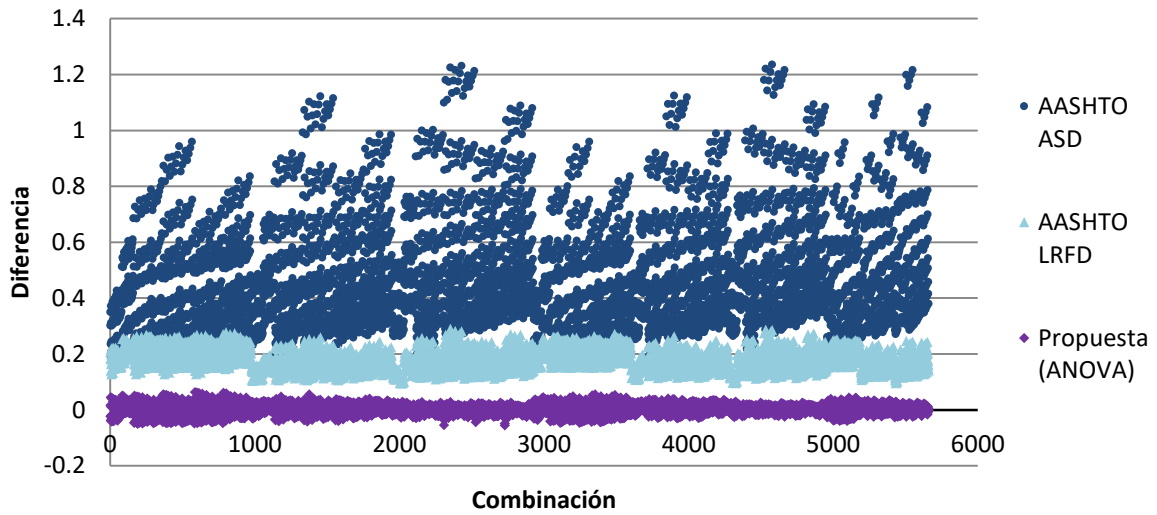


Figura 4-9. Diferencia de FDC para los criterios AASHTO ASD, AASHTO LRFD y la propuesta resultante del ANOVA respecto al MEF.

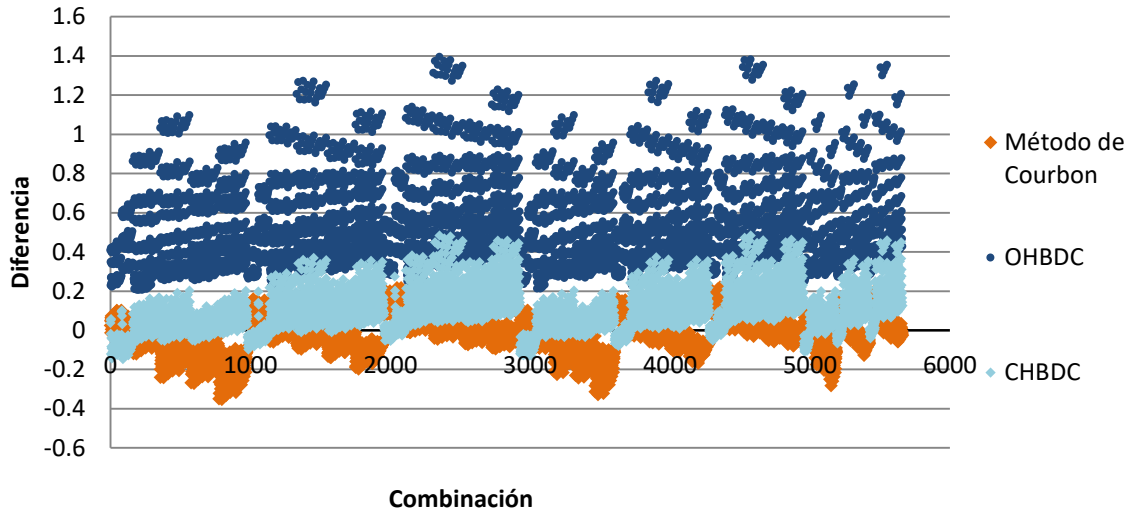


Figura 4-10. Diferencia de FDC para los criterios OHBDC, CHBDC y el método de Courbon respecto al MEF.

Como se observa en las gráficas anteriores la mayoría de los métodos tienen errores significativos, resaltando el método de AASHTO ASD y OHBDC, siendo los que más se alejan de los resultados del MEF, estos métodos tienen la particularidad de que son métodos de valor D predefinidos para diferentes configuraciones de puentes que se obtienen a través de tablas a diferencia de los métodos como AASHTO LRFD, Courbon y CHBDC que involucran el cálculo del FDC tomando en cuenta otros factores que también influyen en la distribución transversal. En el caso de la propuesta obtenida del análisis de la varianza, se observa que es la propuesta con el porcentaje de error más pequeño, esto es debido a que fue desarrollada directamente a partir de los datos obtenidos del análisis por el MEF. Las gráficas en las que se muestra la diferencia de FDC se presenta un comportamiento similar, sin embargo en estas se presentan los valores negativos en los criterios que más se asemejan al MEF, el tener valor negativos significa que el FDC es menor al obtenido mediante el MEF, y por motivos de seguridad es posible tomar un FDC mayor, pero no es posible tomar un valor menor. Se podrá plantear un factor de seguridad a los métodos que presentan negativos tomando un el valor negativo máximo y sumarlo a todo el criterio, de tal manera que no exista ningún negativo, pero al considerar esto su porcentaje de error se incrementaría, si este factor es aplicado a la

propuesta del ANOVA, el porcentaje de error seguiría siendo el mínimo comparado con los demás métodos. En la Tabla 4-1 se presentan los porcentajes de error y diferencia de FDC promedios para cada uno de los métodos como resumen de las gráficas anteriores.

Tabla 4-1. Promedio de porcentaje de error y diferencia de FDC para diferentes métodos respecto al MEF

| | Método | | | | | |
|---------------------|-------------------|------------|-------------|--------|-------|-------------------|
| | Método de Courbon | AASTHO ASD | AASHTO LRFD | OHBDC | CHBDC | Propuesta (ANOVA) |
| Diferencia | -0.019 | 0.476 | 0.178 | 0.544 | 0.093 | 0.002 |
| Porcentaje de error | 17.5% | 121.7% | 48.2% | 139.0% | 27.0% | 4.1% |

4.5 Propuesta automatizada

En la Tabla 4-1 se observa que todos los criterios analizados tienen errores significativos, si nos enfocamos en la propuesta resultante del ANOVA, esta presenta un error promedio del 4.1%, sin embargo este error es respecto al MEF que sigue siendo solo una aproximación del fenómeno físico real, considerando esto se realizó otra propuesta la cual toma los valores directamente de los resultados del MEF. Esta propuesta es un macro desarrollado en Excel el cual busca la combinación de variables introducida en la interfaz y como resultado muestra el FDC correspondiente a esa combinación, como resultado de un exhaustivo análisis por el MEF. El macro tiene una interfaz sencilla en la que se muestran los espacios en blanco para introducir los valores de las variables en niveles aceptables cuyos valores se presentan en la Tabla 3-6, y como resultado muestra el FDC correspondiente. La interfaz de esta propuesta se muestra en la Figura 4-11.

The image shows a software window titled "FDC" with a close button (X) in the top right corner. The window is divided into two main sections: "Datos de Entrada" (Input Data) and "Salida" (Output).

Datos de Entrada:

- Sección tipo AASHTO: De tipo I a tipo VI
- Claro (m): De 10 a 42.5 m en intervalos de 0.5m
- Ancho (m): De 7.5 a 20 m en intervalos de 0.5m
- No. de Vigas: De 4 a 15 vigas
- Espesor de la Losa (m): De 10 a 30 cm en intervalos de 5 cm

Salida:

- FDC:

Buttons: "Aceptar" (Accept) is located at the bottom right of the "Datos de Entrada" section, and "Cerrar" (Close) is located at the bottom right of the "Salida" section.

Figura 4-11. Interfaz de propuesta automatizada

Las herramientas al alcance de los diseñadores estructurales y de las personas involucradas en el análisis estructural, hoy en día son muy diferentes y en muchos aspectos más eficientes a las utilizadas hace décadas, es factible pensar que cada diseñador de puentes hace uso de un ordenador, considerando esto, y pensando en un mejor ajuste de los FDC, se decidió desarrollar esta propuesta automatizada, la cual requiere una capacidad de almacenamiento de 8.61 MB y un procesamiento mínimo, lo que está al alcance de cualquiera con acceso a un ordenador.

5. CONCLUSIONES

La mayoría de los diseños estructurales de puentes en México son realizados con base en normativa extranjera, principalmente norteamericana, a pesar de que en México se cuenta con la normativa SCT, específicamente la sección de “Proyecto de nuevos puentes y estructuras similares – Distribución de carga” para la obtención de los FDC, puede observarse que este criterio fue adaptado de la metodología AASHTO (1986), sin embargo se ha sido insistente que el desarrollo de estos criterios son altamente dependientes de las configuraciones estructurales de las superestructuras de los puentes, los materiales de composición de las mismas, la configuración de los vehículos de diseño asociados a la normativa de los países y sin duda, los grados de confiabilidad estructural asociados, con lo que su adaptación para configuraciones particulares de otros países debe ser validadas, esto se demuestra en los resultados que se muestran en la Figura 4-1 donde se observa que los puentes de México en términos de rigidez longitudinal difieren de los puentes en Norteamérica y de puentes en Hong Kong que son diseñados para configuraciones de carga viva muy diferentes a la que podrían presentarse en México.

Gracias a la base de datos de SIPUMEX se pudo realizar un análisis el cual nos permitió conocer las estructuras representativas de México y a su vez realizar variados estudios entorno a los FDC empleados en puentes de México, de los cuales pudimos observar que cada uno de los criterios utilizados para determinar los FDC están lejos de poderse usar en estas estructuras presentando errores promedio desde 17.5% hasta 139% respecto a los modelos analizados mediante el MEF. En su mayoría los criterios norteamericanos fueron desarrollados realizando simplificaciones como la representación del tablero del puente como una placa ortótropa simplificando el cálculo de la distribución transversal de carga, la agrupación de las superestructuras por sus configuraciones de geometría o material y proponer de manera conservadora un FDC para cada tipo como se presenta en la Figura 4-6 o incluso aproximaciones mediante gráficas. Considerando el desarrollo de estos criterios se optó por reducir estas simplificaciones al MEF, por lo que se

planteó el desarrollo un criterio automatizado para determinar los FDC que se adapte a las estructuras que se presentan en México, el cual trata de minimizar estas simplificaciones, otorgando el FDC obtenido mediante la modelación por el MEF introduciendo valores de sus propiedades geométricas, esta propuesta hace uso del cómputo la cual es una de las herramientas utilizadas actualmente en el diseño de puentes, asumiendo que cada diseñador de puentes tiene acceso a un ordenador, esto permite tiempos de cómputo muy similares a los que se requieren con los criterios actuales, y con resultados adaptados a estructuras particulares de México lo que se traduce en una mayor precisión para este campo de aplicación. Actualmente se realizan estudios que se enfocan en la representación de una estructura real mediante modelos de elemento finito calibrados, estos modelos son ajustados a una estructura real en específico mediante una prueba de carga, la cual consiste en monitorear una estructura real sometida a algún tipo de carga y obtener la respuesta estructural traducida en la deformación en sus elementos, inclinación, deflexión, aceleración, etc., el objetivo de estos estudios es ajustar a un grado aceptable el modelo de tal manera que represente de mejor manera la estructura real. De tal manera podría realizarse una correlación entre el modelo propuesto y la respuesta de una estructura real mediante una exhaustiva investigación en este campo.

6. REFERENCIAS

AASHTO. 1986. American Association of State Highway and Transportation Officials "Standard specifications for highway bridges."

AASHTO. 1994. American Association of State Highway and Transportation Officials "LRFD Bridge Design Specifications."

AASHTO. 2007. American Association of State Highway and Transportation Officials. LRFD Bridg. Des. Specif. Washingt. Cuarta Edi.

Aftab, M., B. Baidar, and J. Leslie. 2008. Recent Advances in Bridge Engineering. JMBT Structures Research, Scarborough Inc.

Bakht, B., and L. G. Jaeger. 1985. Bridge analysis simplified. McGraw-Hil.

Bakht, B., and F. Moses. 1988. Lateral distribution factors for highways bridges. J Struct Eng, ASCE. 114(8).

CHBDC. 2006. Canadian Highway Bridge Design Code. CSA International, Toronto.

Crespo Sánchez, S. E., D. Rodríguez Naranjo, F. Carrion Viramontes, and J. A. Quintana. 2014. Análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debidos a cargas vivas vehiculares. Publ. Tec. No. 398 Sanfandila, Qro,2014.

Cusens, A. R., and R. P. Pama. 1975. Bridge deck analysis.

Eom, J., and A. S. Nowak. 2001. Live load distribution for steel girder bridges. 489–497.

Eom, J., A. S. Nowak, J. Eom, and A. S. Nowak. 2006. Continuous Steel Girder Bridges.

Ghosn, M., F. Moses, and J. Gobieski. 1986. Evaluation of steel bridges using in-service testing. Transp. Res. Board, Washington, D.C. Transp. Re:71–78.

Hughs, E., and R. Idriss. 2006. Live-Load Distribution Factors for Prestressed Concrete, Spread Box-Girder Bridge. J. Bridg. Eng. 11:573–581.

doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:5(573).

Kalyanshetti, M. G., and R. P. Shriram. 2013. Study of Effectiveness of Courbon ' s Theory in the Analysis of T-beam Bridges Introduction : Indian Road Congress : 4:1–4.

Kilaru, C. T. 2015. Live load distribution factors for multi-span girder bridges with plank decking subjected to farm vehicles. 14399.

Kim, S., and A. S. Nowak. 1997. Load distribution and impact factors for i-girder bridges. 2:97–104.

Lin, T. Y. 1982. Design of Prestressed Concrete Structures. 3ª edición.

Mufti, A., B. Bakht, and L. G. Jaegar. 2008. Recent Advances in Bridge Engineering.

Nowak, A. S., J. Eom, A. Sanli, and R. Till. 2003. Verification of Girder Distribution Factors for Continuous Steel Girder Bridges by Field Testing. Transp. Res. Rec. 62–67.

OHBD. 1983. Ontario Highway Bridge Design Code. Minist. Transp. Ontario.

OHBD. 1992. Ontario Highway Bridge Design Code. Minist. Transp. Ontario.

SCT. 2004. Secretaria de comunicaciones y transporte. “Proyecto de nuevos puentes y estructuras similares – Distribución de carga.” Normativa N PRY CAR 6 07 007-04.

Stallings, J. M., and C. H. Yoo. 1993. Tests and Ratings of Short-Span Steel Bridges. J. Struct. Eng. ASCE. Vol. 119,:2150–2168, July.

Taylor, P., T. H. T. Chan, and B. Bakht. 2013. An Introduction to Simplified Methods of Bridge Analysis for Hong Kong. 37–41. doi:10.1080/1023697X.1995.10667674.

Villarino Otero, A. 2010. Breve resumen de la ingeniería civil. Esc. Politécnica Super. Ávila.

7. APÉNDICE

7.1 Código en Excel

Código realizado en lenguaje Basic mediante Visual Basic como un macros en Excel para obtener el valor del FDC mediante la coincidencia de las 5 variables. Cuya interfaz fue creada sobre la misma plataforma como se muestra en la Figura 4-11.

```
Private Sub btnSearch_Click()

    Dim x As Integer

    x = 2

    Do While Cells(x, 1).Value <> ""

        If Worksheets("matriz").Cells(x, 1).Value = txtSeccion.Text And
        Worksheets("matriz").Cells(x, 2).Value = txtClaro.Text And
        Worksheets("matriz").Cells(x, 3).Value = txtAncho.Text And
        Worksheets("matriz").Cells(x, 4).Value = txtNvigas.Text And
        Worksheets("matriz").Cells(x, 5).Value = txtElosa.Text Then

            txtOut.Text = Worksheets("matriz").Cells(x, 6).Value

        Exit Do

    End If

    x = x + 1

Loop

End Sub

Private Sub CommandButton2_Click()

    End

End Sub
```

Private Sub Label5_Click()

End Sub

7.2 Interfaz de Excel para el cálculo de los parámetros de rigidez

| Entrada | | Salida | |
|------------------------|-----------|-----------------------------|-------------------------|
| Separación entre vigas | S (m)= | Centroide | Cg (m)= 1.269 |
| Espesor de losa | t (m)= | Momento de inercia (Secc.) | Ix (m4)= 0.502 |
| Viga AASHTO tipo | Vt= | Momento de inercia (Total) | Ix (m4)= 5.521 |
| Número de vigas | N= | Rigidez a la flexión long. | Dx= 536019.652 |
| Ancho del puente | 2b (m)= | Rigidez a la flexión trans. | Dy= 4980.587 |
| Largo del puente | L (m)= | Rigidez a la torsión long. | Dxy= 19306.107 |
| Módulo de elasticidad | E (T/m2)= | Rigidez a la torsión trans. | Dyx= 4220.837 |
| Módulo de Poisson | v= | Parámetro θ | θ = 0.941 |
| Módulo de cortante | G = | Parámetro α | α = 0.228 |
| Módulo de torsión | J = | | |

Figura 7-1. Interfaz de hoja de cálculo en Excel para la obtención de los parámetros de rigidez α y θ .

7.3 Detalles y posicionamiento de vehículos

La distribución de peso sobre ejes de los vehículos y la distribución geométrica de las cargas utilizadas en la modelación por el MEF se presentan en la Figura 3-8, Figura 7-2 y la Figura 7-3.

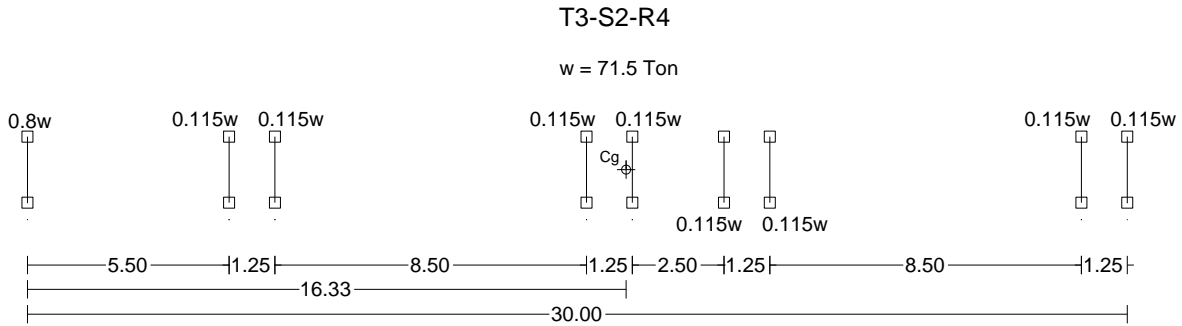


Figura 7-2. Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo T3-S2-R4 (NOM-012-SCT-2-2008).

C3

w = 27.5 Ton

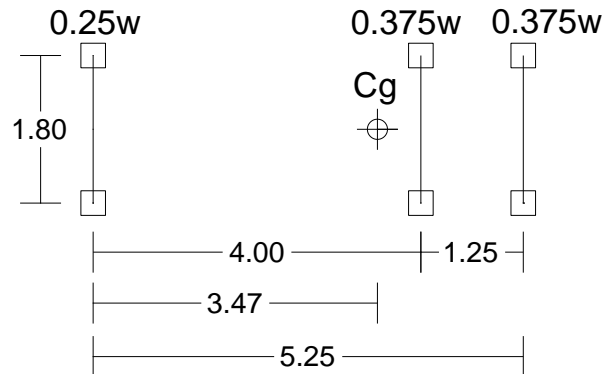


Figura 7-3. Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo C3 (NOM-012-SCT-2-2008).

El posicionamiento transversal de los vehículos en los modelos por elemento finito en ANSYS fue realizado de tal manera que la llanta del vehículo se encuentre a 80 cm del borde del tablero como se muestra en la Figura 7-4. Los vehículos se posicionaron longitudinalmente haciendo coincidir el centro del claro del tablero con la resultante de fuerzas del tren de cargas. Un ejemplo de un modelo de elemento finito realizado en ANSYS se muestra en la Figura 7-5.

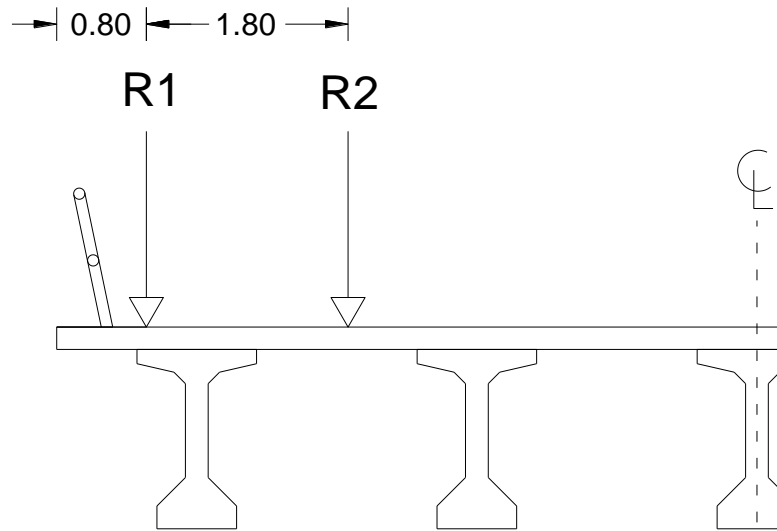


Figura 7-4. Posicionamiento transversal de los vehículos (cotas en metros)

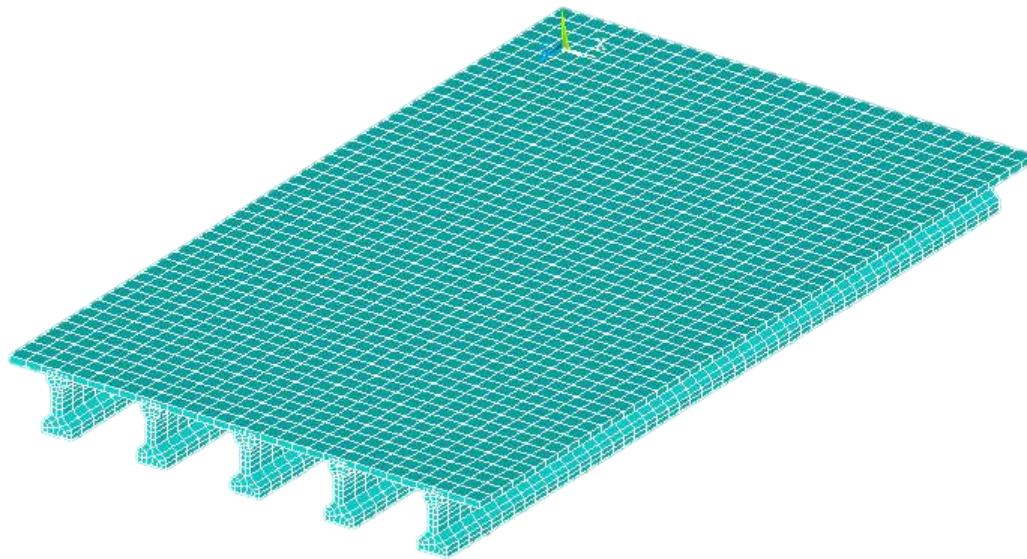


Figura 7-5. Modelo de elemento finito creado en ANSYS APDL.

7.4 Figuras y tablas del análisis de la base de datos de SIPUMEX.

Las siguientes figuras muestran los valores de las diferentes variables asociados al ancho del tablero.

Separación entre vigas para un ancho de 7.5 a 10 m

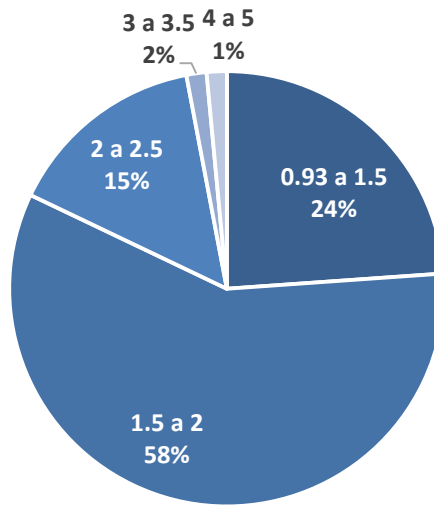


Figura 7-6. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 7.5 a 10 m

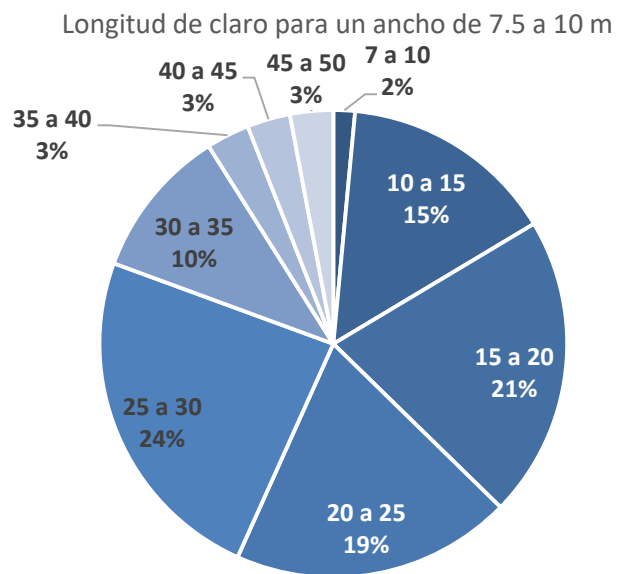


Figura 7-7. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 7.5 a 10 m

Número de vigas para un ancho de 10 a 15 m

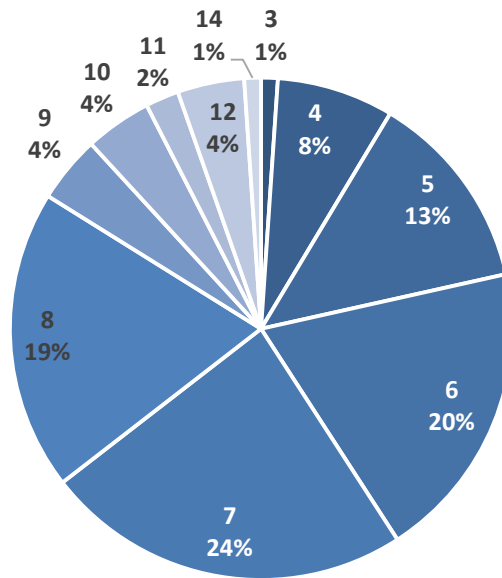


Figura 7-8. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes números de vigas longitudinales con un ancho de 10 a 15 m

Separación entre vigas para un ancho de 10 a 15 m

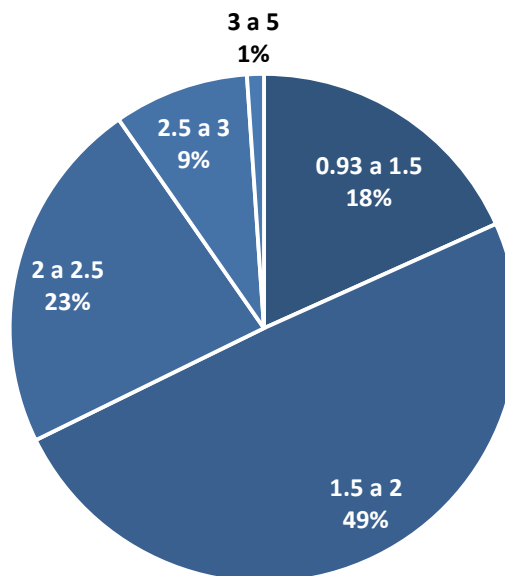


Figura 7-9. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 10 a 15 m

Longitud de claro para un ancho de 10 a 15 m

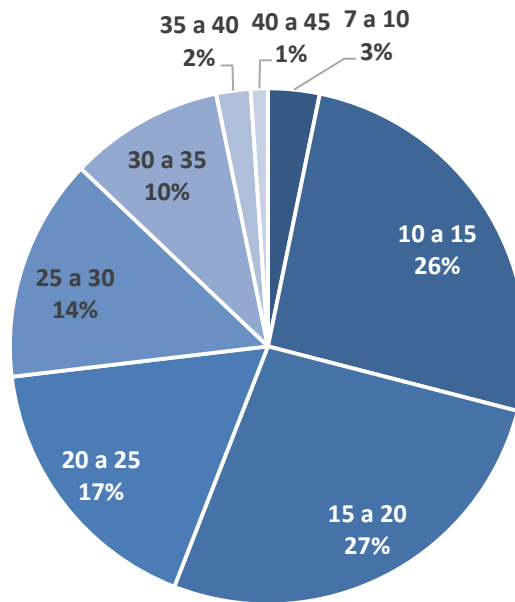


Figura 7-10. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 10 a 15 m

Número de vigas para un ancho de 15 a 20 m

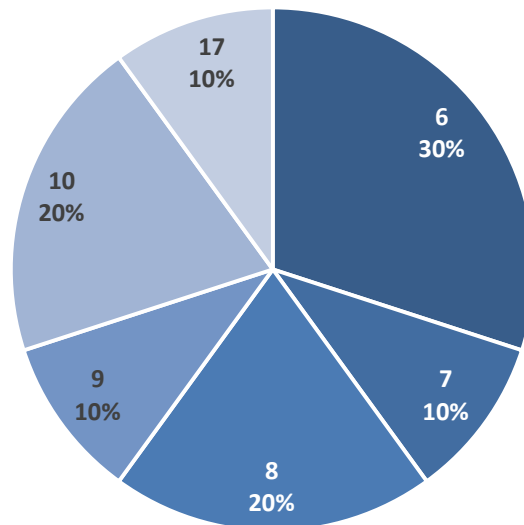


Figura 7-11. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes números de vigas longitudinales con un ancho de 15 a 20 m

Separación entre vigas para un ancho de 15 a 20 m

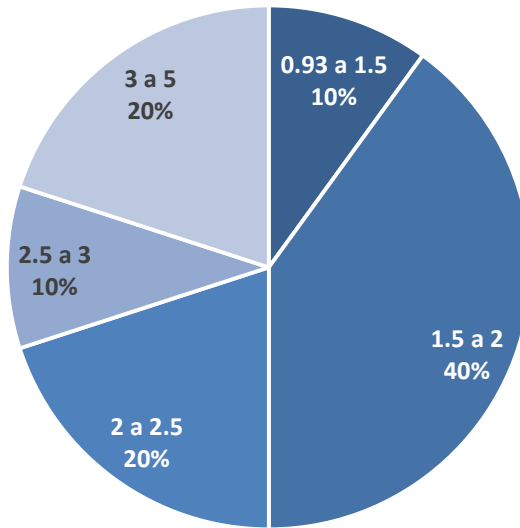


Figura 7-12. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 15 a 20 m

Longitud de claro para un ancho de 15 a 20 m

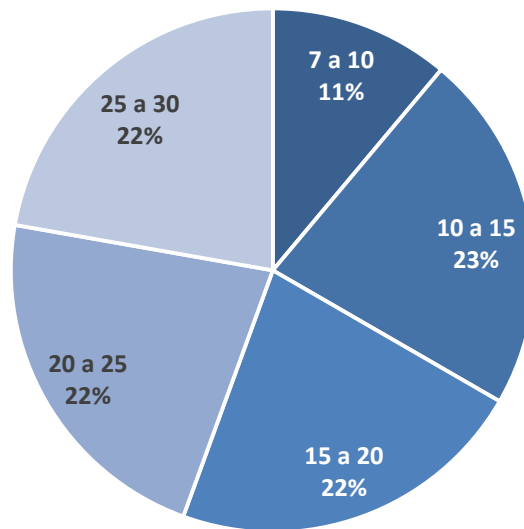


Figura 7-13. Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 15 a 20 m

| | |
|---------------------------------------|---------------------------------|
| 7.5 Código APDL | *enddo |
| /CWD, 'Destino de carpeta de lectura' | *enddo |
| /COM, LECTURA DE COMB. | /COM,PROPIEDADES |
| *DO,I,1,7,1 | /PREP7 |
| *DIM,COLU%i%,,5661 | ET,1,BEAM188 |
| *ENDDO | ET,2,SHELL181 |
| *CREATE,LECTURA | /COM E DE STAAD 2214670 |
| *DO,I,1,7,1 | /COM E CORRESPONDIENTE A F'C |
| *VREAD,COLU%i%,COLU%i%,TXT | 250 2213594.4 |
| (F10.0) | MPTEMP,1,0 |
| *ENDDO | MPDATA,EX,1,,2213594.4 |
| *END | MPDATA,PRXY,1,,.17 |
| *USE,LECTURA | *DO,I,1,6,1 |
| *DO,i,1,5661,1 | SECTYPE,I,BEAM,MESH |
| *DIM,C%i%,,7 | SECOFFSET,CENT |
| *ENDDO | SECREAD,'VTA%i%','SECT','',MESH |
| *DO,i,1,5661,1 | *ENDDO |
| *DO,j,1,7,1 | SECTYPE,7,SHELL |
| c%i%(j,1)=COLU%J%(I) | secdata, 0.1,1 |
| | SECTYPE,8,SHELL |

```

secdata, 0.2,1
SECTYPE,9,SHELL
secdata, 0.3,1
SECTYPE,
10,BEAM,RECT,Diafragma,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,0.2,0.8,2,2
/COM,GEOMETRÍA
/VIEW,1,1,1,1
/ANG,1
/REP,FAST
*CREATE,REPORTE
*mwrite,E%i%,'Destino de carpeta de
lectura',TXT
(F15.10)
*END
*DO,i,1,5661,1
SAVE
/PREP7
/COM,NUMERO ENTERO DE
ELEMENTOS ENTRE VIGAS
b=NINT((C%i%(6)/0.25)/2)
v=b*2
/COM,TAMAÑO DEL ELEMENTO
ENTRE VIGAS
s=C%i%(6)/v
/COM,NUMERO ENTERO DE
ELEMENTOS A MITAD DE CLARO
c=NINT(((C%i%(2))/2)/0.25)
/COM,TAMAÑO DEL ELEMENTO A
MITAD DE CLARO
t=(C%i%(2)/2)/c
/COM, NUMERO DE ELEMENTOS X
y Z
nx=(C%i%(4)*v)+1
nz=(2*c)+1
N,1,0,0
NGEN,nx,1,1,1,1,s
NGEN,nz,nx,1,nx,1,,,t
TYPE,2
MAT,1
REAL,
ESYS,0
SECNUM,C%i%(5)

```

```

TSHAP,QUAD
*DO,l,0,(nx*(nz-2))+1,nx
*DO,n,1,nx-1,1
E,n+l,n+1+l,nx+n+1+l,nx+n+l
*ENDDO
*ENDDO
K,1,0,0
KGEN,2,1,1,1,C%i%(6)/2,,1
KGEN,C%i%(4),2,2,1,C%i%(6),,,1
KGEN,2,C%i%(4)+1,C%i%(4)+1,1,C
%i%(6)/2,,1
KGEN,3,1,C%i%(4)+2,1,,C%i%(2)/2,,
,0
KGEN,2,2,C%i%(4)+1,1,,3,,1
*DO,n,1,C%i%(4),1
L,n+1,C%i%(4)+3+n
L,C%i%(4)+3+n,(C%i%(4)*2)+5+n
*ENDDO
k=1
LSEL,NONE
*DO,n,1,2*C%i%(4),2
LSEL,S,LINE,,n
LATT,1,,1,,3*C%i%(4)+6+k,,C%i%(1)
LSEL,S,LINE,,n+1
LATT,1,,1,,3*C%i%(4)+6+k,,C%i%(1)
k=k+1
*ENDDO
LSEL,S,LINE,,1,C%i%(4)*2,1
CM,VIGAS,LINE
LESIZE,VIGAS,t,,,,,,,,1
LMESH,VIGAS
NUMMRG,NODE,,,,LOW
/COM, CARGAS Y FRONTERA
/COM,CARGAS
/COM,NUMERO DE NODOS A LA
CARGA DEL EXTREMO IZQ
CARRIL1=5
CARRIL2=CARRIL1+7
*IF,C%i%(7),EQ,1,THEN
NSEL,S,NODE,,((c-14)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c-14)*nx)+CARRIL2
CM,E1,NODE

```

```

F,E1,FY,-3.438
NSEL,S,NODE,,((c+2)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c+2)*nx)+CARRIL2
NSEL,A,NODE,,((c+7)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c+7)*nx)+CARRIL2
CM,E2,NODE
F,E2,FY,-5.156
*ELSEIF,C%i%(7),EQ,2
NSEL,S,NODE,,((c-39)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c-39)*nx)+CARRIL2
CM,E1,NODE
F,E1,FY,-3.240
NSEL,S,NODE,,((c-22)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c-22)*nx)+CARRIL2
NSEL,A,NODE,,((c-17)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c-17)*nx)+CARRIL2
CM,E2,NODE
F,E2,FY,-5.400
NSEL,S,NODE,,((c+21)*nx)+CARRIL
1

```

```

NSEL,A,NODE,,((c+21)*nx)+CARRIL
2
NSEL,A,NODE,,((c+26)*nx)+CARRIL
1
NSEL,A,NODE,,((c+26)*nx)+CARRIL
2
NSEL,A,NODE,,((c+31)*nx)+CARRIL
1
NSEL,A,NODE,,((c+31)*nx)+CARRIL
2
CM,E3,NODE
F,E3,FY,-4.320
*ELSE
NSEL,S,NODE,,((c-65)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c-65)*nx)+CARRIL2
CM,E1,NODE
F,E1,FY,-2.860
NSEL,S,NODE,,((c-43)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c-43)*nx)+CARRIL2
NSEL,A,NODE,,((c-38)*nx)+CARRIL1
NSEL,A,NODE,,((c-38)*nx)+CARRIL2
NSEL,A,NODE,,((c-4)*nx)+CARRIL1

```

```

NSEL,A,NODE,,((c-4)*nx)+CARRIL2      /COM,FRONTERA
NSEL,A,NODE,,((c+1)*nx)+CARRIL1      /SOLU
NSEL,A,NODE,,((c+1)*nx)+CARRIL2      ANTYPE,0
NSEL,A,NODE,,((c+11)*nx)+CARRIL1     KSEL,S,KP,,2,C%i%(4)+1,1
1                                       KSEL,A,KP,,2*C%i%(4)+6,3*C%i%(4)
NSEL,A,NODE,,((c+11)*nx)+CARRIL2     +5,1
2                                       CM,APOYOS,KP
NSEL,A,NODE,,((c+16)*nx)+CARRIL1     DK,APOYOS, , , ,0,UX,UY,UZ
1                                       ALLSEL
NSEL,A,NODE,,((c+16)*nx)+CARRIL2     SOLVE
2                                       /COM,RESULTADOS
NSEL,A,NODE,,((c+50)*nx)+CARRIL1     KSEL,S,KP,,C%i%(4)+4,(C%i%(4)*2)
1                                       +3,1
NSEL,A,NODE,,((c+50)*nx)+CARRIL2     NSLK
2                                       CM,PUNTOS,NODE
NSEL,A,NODE,,((c+55)*nx)+CARRIL1     /POST1
1                                       *DIM,E%i%,,16,1
NSEL,A,NODE,,((c+55)*nx)+CARRIL2     k=1
2                                       *DO,n,0,v*C%i%(4),v
CM,E2,NODE                               *VGET,E%i%(k),NODE,(nx*c)+(v/2)+
F,E2,FY,-4.11125                         1+n,U,Y,,,0
*ENDIF                                    k=k+1
ALLSEL

```

```

*ENDDO
*DO,n,C%i%(4)+1,16,1
E%i%(n)=0
*ENDDO
*USE,REPORTE
RESUME
*ENDDO
/CWD, 'Destino de carpeta de lectura'
*DO,I,1,211820,1
*DIM,E%I%,,16
*ENDDO
*CREATE,LEER
*DO,I,1,211820,1
*VREAD,E%I%,E%I%,TXT
(F15.10)
*ENDDO
*END
*USE,LEER
*DIM,COMPLETO,,211820,16
*DO,I,1,211820,1
*DO,J,1,16,1
COMPLETO(I,J)=E%I%(J)
*ENDDO
*ENDDO
*CREATE,EXPORTAR
*mwrite,COMPLETO, 'Destino de
carpeta de lectura',PRN
(16F20.15)
*END
*USE,EXPORTAR

```