



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

Jesús Iván Valenzuela Delgado
Saúl Enrique Crespo Sánchez
Francisco Javier Carrión Viramontes
Miguel Anaya Díaz
Juan Antonio Quintana Rodríguez
Héctor Miguel Gasca Zamora
Jorge Alberto Hernández Figueroa
Luis Álvaro Martínez Trujano
Andrés Hernández Guzmán

**Publicación técnica núm. 541
Sanfandila, Qro, 2018**

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

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

Publicación técnica núm. 541
Sanfandila, Qro, 2018

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por el Ing. Jesús Iván Valenzuela Delgado, el M. C. Saúl Enrique Crespo Sánchez y el Dr. Francisco Javier Carrión Viramontes. Además, se contó con la participación del Lic. Héctor Miguel Gasca Zamora y el Ing. Jorge Alberto Hernández Figueroa en el desarrollo de software utilizado para el proyecto.

Esta investigación es el producto final del proyecto de investigación interno *EI-17/17 Evaluación de factores de distribución de carga en puentes presforzados* y sirvió de base para el desarrollo de la tesis del Ing. Jesús Iván Valenzuela Delgado para obtener el grado de Maestría en Ciencias con especialidad en estructuras por la Universidad Autónoma de Querétaro.

Contenido

Índice de tablas	v
Índice de figuras	vii
Sinopsis	xi
Abstract	xiii
Resumen ejecutivo	xv
1 Introducción	1
1.1 Tipología de puentes	2
1.1.1 Puentes rectos	3
1.1.2 Puentes arco	7
1.1.3 Puentes colgantes	7
1.1.4 Puentes atirantados	8
1.1.5 Puentes en ménsula	9
1.2 Estructuración de un puente	9
1.3 Estructuración de puentes en México	10
1.4 Vehículos de diseño empleados en México	11
1.5 Distribución transversal de carga	13
1.6 Criterios para la determinación de los FDC	14
1.6.1 Método de AASHTO	14
1.6.2 Método Ontario Highway Bridge Design Code	17
1.6.3 Método Canadian Highway Bridge Design Code	19
1.6.4 Normativa SCT	20
1.6.5 Método de Courbon	22
1.6.6 Método de elemento finito	23
2 Investigaciones previas	25
3 Metodología	29
3.1 Análisis de la base de datos de SIPUMEX	30
3.2 Identificación de parámetros a analizar	32
3.3 Determinación de atributos geométricos representativos de puentes de concreto presforzado de México	33

3.4	Desarrollo de propuesta para obtención de FDC en México.....	35
3.4.1	Creación de rutina APDL para la obtención de FDC de puentes en México.....	36
3.4.2	Obtención de los FDC y el valor D	38
3.4.3	Obtención de parámetros de rigidez predominantes de puentes en México.....	40
3.4.4	Planteamiento de propuesta para la obtención de los FDC en puentes presforzados en México	41
3.5	Obtención de FDC para puentes representativos en México mediante diferentes criterios.....	43
4	Resultados y discusiones.....	45
4.1	Rigidez longitudinal para puentes presforzados en México	45
4.2	Generación de rutina en ANSYS APDL	46
4.3	Relación θ -valor D	49
4.4	Comparación entre criterios	51
4.5	Propuesta automatizada	54
5	Conclusiones	57
	Bibliografía	59
	Anexos	61
A1	Código APDL	61
A2	Código en Excel.....	64
A3	Interfaz de Excel para el cálculo de los parámetros de rigidez	65
A4	Detalles y posicionamiento de vehículos	65
A5	Figuras y tablas del análisis de la base de datos de SIPUMEX.....	67

Índice de tablas

Tabla 1.1 Algunos valores D en AASHTO (1986)	16
Tabla 1.2 Expresiones para D y C_f para momentos longitudinales en puentes de configuración losa sobre vigas (Aftab <i>et al.</i> 2008).....	18
Tabla 1.3 Factor de modificación RL para múltiples carriles de carga (CHBDC, 2006)	20
Tabla 1.4 Expresiones para F y C_f para momentos longitudinales en puentes de losa sobre vigas (CHBDC, 2006).....	20
Tabla 1.5 Descripción y consideraciones de los criterios propuestos por diferentes códigos de diseño	21
Tabla 3.1 Características de los modelos de prueba	33
Tabla 3.2 Influencia en el FDC por la existencia y espaciamiento de diafragmas.	33
Tabla 3.3 Claro recomendado máximo para cada viga de sección tipo AASHTO (Lin, 1982).....	34
Tabla 3.4 Ejemplo de la matriz de combinaciones	35
Tabla 3.5 Parámetros de rigidez, FDC y valor D correspondientes a las combinaciones presentadas en la tabla 3.2	41
Tabla 3.6 Niveles de operación para las variables en el análisis	42
Tabla 4.1 Promedio de diferencia en porcentaje y diferencia de FDC para diferentes métodos respecto al MEF	54

Índice de figuras

Figura 1.1	Sección transversal de puente con losa aligerada de concreto reforzado colado <i>in situ</i>	4
Figura 1.2	Sección transversal de puente con vigas T de concreto reforzado colado <i>in situ</i>	4
Figura 1.3	Sección transversal de puente con vigas cajón cerradas de acero o concreto reforzado prefabricado	5
Figura 1.4	Sección transversal de puente con vigas cajón abiertas de acero o concreto reforzado prefabricado	5
Figura 1.5	Sección transversal de puente con vigas doble T o tipo I.	6
Figura 1.6	Sección transversal de puente con vigas doble Te con conectores de corte	6
Figura 1.7	Sección transversal de puente con vigas de acero	7
Figura 1.8	Tipos de puentes arco, a) puente arco con tablero superior, b) puente arco con tablero inferior, c) puente arco con tablero intermedio.....	7
Figura 1.9	Configuración de puente colgante.....	8
Figura 1.10	Configuración de puente en abanico, a) diseño en abanico, b) diseño en arpa	9
Figura 1.11	Configuración de puente en ménsula.....	9
Figura 1.12	Número de puentes presforzados construidos por año en México ..	11
Figura 1.13	Longitud de claro en puentes presforzados de México	11
Figura 1.14	Vehículos de diseño empleados en puentes de México.....	12
Figura 1.15	Fuerza cortante y momento flexionante máximo para distintos vehículos de diseño en función del claro	13
Figura 1.16	Distribución transversal de carga para puente bajo carga vehicular en modelo de elemento finito	14
Figura 1.17	Distribución transversal del momento longitudinal	15
Figura 1.18	Rigidez longitudinal para longitud de claro en puentes de Norte América	19
Figura 1.19	Reparto trasversal de la sobrecarga	22
Figura 2.1	Variación del factor de carga de vigas exteriores con	

	tres vigas longitudinales	25
Figura 2.2	FDC por prueba de carga en comparación con FDC especificados en el código AASHTO	28
Figura 3.1	Diagrama para metodología general	29
Figura 3.2	Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a la cantidad de claros con que cuenta	30
Figura 3.3	Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su longitud de claro	30
Figura 3.4	Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su ancho... 31	
Figura 3.5	Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su longitud de claro total.....	31
Figura 3.6	Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su configuración de sección transversal.....	31
Figura 3.7	FDC correspondiente al posicionamiento transversal del vehículo ..	32
Figura 3.8	Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo T3-S3	34
Figura 3.9	Número de vigas correspondiente a puentes con un ancho de 7.5 a 10 m	35
Figura 3.10	Diagrama metodológico para propuesta de modelo de distribución de efectos transversales	36
Figura 3.11	Comparación de FDC obtenidos mediante deflexiones y momentos.....	39
Figura 4.1	Rigidez longitudinal para diferentes claros en puentes de México, Norte América y Hong Kong	46
Figura 4.2	Interfaz de ANSYS APDL que muestra parámetros almacenados y sus valores	47
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	47
Figura 4.4	Interfaz de ANSYS APDL que muestra parámetros escalares, líneas, <i>keypoints</i> y elementos <i>shell</i>	48
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	49
Figura 4.6	Valores D correspondientes al parámetro θ , distinguiendo para los tres vehículos de diseño.....	50
Figura 4.7	Diferencia en porcentaje para los criterios AASHTO ASD, AASHTO LRFD y la propuesta resultante del ANOVA respecto al MEF	52
Figura 4.8	Diferencia en porcentaje para los criterios OHBDC, CHBDC y	

	el método de Courbon respecto al MEF	52
Figura 4.9	Diferencia de FDC para los criterios AASHTO ASD, AASHTO LRFD y la propuesta resultante del ANOVA respecto al MEF	53
Figura 4.10	Diferencia de FDC para los criterios OHBDC, CHBDC y el método de Courbon respecto al MEF	53
Figura 4.11	Interfaz de propuesta automatizada	55
Figura 7.1	Interfaz de hoja de cálculo en Excel para la obtención de los parámetros de rigidez α y θ	65
Figura 7.2	Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo T3-S2-R4.....	65
Figura 7.3	Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo C3.....	66
Figura 7.4	Posicionamiento transversal de los vehículos (cotas en metros)	66
Figura 7.5	Modelo de elemento finito creado en ANSYS APDL.....	67
Figura 7.6	Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 7.5 a 10 m	67
Figura 7.7	Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 7.5 a 10 m	68
Figura 7.8	Porcentaje de puentes presforzados para diferentes números de vigas longitudinales con un ancho de 10 a 15 m.....	68
Figura 7.9	Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 10 a 15 m	69
Figura 7.10	Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 10 a 15 m	69
Figura 7.11	Porcentaje de puentes presforzados para diferentes números de vigas longitudinales con un ancho de 15 a 20 m	70
Figura 7.12	Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 15 a 20 m	70
Figura 7.13	Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 15 a 20 m	71

Sinopsis

El análisis estructural para el diseño de puentes se realiza con la estimación de los efectos particulares para cada elemento estructural provocados por la carga viva actuante sobre la superestructura. Para estimar la repartición correspondiente de esta carga a cada elemento estructural, se utilizan diversos modelos de distribución y procedimientos que, en su simplicidad, presentan limitantes y restricciones para su aplicación general. Ejemplos de ellos son el método de Courbon y sus variantes, el método del emparrillado y los métodos normados como AASHTO-ASD (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), AASHTO-LRFD (*Load and Resistance Factors Design*), la normativa SCT, y los códigos canadienses OHBDC (*Ontario Highway Bridge Design Code*) y CSA (*Canadian Standard Association*). Actualmente, el criterio que rige el diseño estructural de puentes en México es el propuesto por la normativa SCT, la cual, se basa en el criterio enmarcado en la normativa AASHTO. En el presente trabajo se analizan los principios y particularidades de los criterios anteriores, se presentan los resultados de un análisis realizado para una de las estructuras más representativas de México y se propone un esquema metodológico para evaluar los modelos de distribución de carga en estos sistemas, considerando las condiciones particulares de México.

Abstract

The structural analysis for bridge design is done by calculating live loads on the structure distributed all over the superstructure causing particular effects on each composing structural element. Traffic loads are the most important live load acting on a highway bridge superstructure. To estimate the distribution of these loads on the structural elements, several models and procedures are used, but their simplicity results in limitations and restrictions for general use. Some examples are the Courbon method and its variations, the Homberg chart, and the standardized methods as AASHTO-ASD (American Association of State Highway and Transportation Officials) coefficients, AASHTO-LRFD (Load and Resistance Factors Design), Communications and Transport Secretariat (SCT, as per its Spanish acronym) standards, OHBDC (Ontario Highway Bridge Design Code) and CSA (Canadian Standard Association). In the previously mentioned standards, the load distribution factor is calculated mainly from a “*D* factor” defined by the geometry and constitutive material of the bridge. At present, the main criterion for bridge structural design in Mexico is that established in SCT standards, which is based on the AASHTO standard developed in line with USA particular conditions and using empiric considerations, but modified to meet Mexico’s particular conditions. The present work analyzes the principles and particularities of the mentioned standards, presents an analysis for the most representative bridge structures in Mexico, and proposes a methodological scheme to evaluate load distribution models for these systems, considering the country’s particular conditions.

Resumen ejecutivo

Los factores de distribución de carga (FDC) definen el porcentaje de carga viva vehicular correspondiente a cada elemento longitudinal en la superestructura de un puente. Por mucho tiempo, la falta de criterios y de una normativa propia de México llevó a los diseñadores de puentes a optar por metodologías híbridas o aplicar vehículos de diseño de normativas extranjeras como AASHTO-ASD (1986) y AASTHO-LRFD (1994) para determinar los FDC, a pesar de la diferencia de condiciones prevalecientes en México en comparación con otros países. Actualmente, México cuenta con la normativa SCT (2004) que, para el cálculo de los factores de distribución, se deriva de los métodos simplificados de valor D de AASHTO; 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 aquellos que permiten obtener los FDC en tiempos muy reducidos y con un cálculo mínimo en el cual se divide la distancia de separación entre vigas sobre un factor D , obtenido a partir de tablas o gráficas derivadas principalmente en función del material del puente y la configuración geométrica de su sección transversal. Los métodos simplificados adoptados en países como Estados Unidos (normativa AASHTO) y en Canadá (*Canadian Highway Bridge Design Code*, 2006) 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. La presente investigación expone el panorama actual del sistema de puentes en la red federal carretera de México y propone un criterio para evaluar los FDC apto para este tipo de sistemas.

1 Introducción

Un puente es un sistema estructural que tiene como función proveer paso por algún cauce de agua o alguna dificultad topográfica, y se clasifican de acuerdo con su función, estructuración, material y tamaño. Los principales componentes constructivos que conforman un proyecto de puente son la superestructura, subestructura, infraestructura, accesos y obras complementarias. La superestructura de un puente es el componente que recibe directamente las cargas vivas que actúan sobre el puente bajo condiciones normales o anormales de tránsito vehicular o peatonal, y cargas accidentales (viento y sismo) para transmitir las a la subestructura. La superestructura puede construirse a base de una losa sobre vigas de concreto reforzado, presforzado, de acero, de armaduras, etc. En el caso de las vigas de concreto presforzado, éstas son, en su mayoría vigas de sección transversal predefinida tipo AASHTO (del inglés: *American Association of State Highway and Transportation Officials*). Este tipo de configuración se presenta principalmente en puentes de claro corto o mediano no mayores que 50 metros.

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 representarse de la manera más precisa; de lo contrario, esto puede traducirse en un mal diseño de la estructura, lo que generaría gastos innecesarios en términos de tiempo, trabajo y dinero debidos a un sobredimensionamiento o algún tipo de falla estructural por un sub-dimensionamiento. En el análisis estructural de un puente, la distribución de carga desempeña un papel preponderante cuando se analiza la interacción de las cargas con los distintos elementos estructurales; en esta parte del análisis se determina la distribución de la carga viva entre los diferentes elementos estructurales. En el caso de las vigas, esta cantidad se representa mediante porcentajes de la carga total por medio de los factores de distribución de carga (FDC). Estos factores de carga son altamente dependientes de la geometría del puente y las condiciones de carga con que se diseña (tipo de vehículo de diseño), cuyas características varían de un país a otro, por lo que se han propuesto metodologías, normas y criterios distintos adecuados a las condiciones de cada región y difícilmente replicables en otras regiones o condiciones.

La mayoría de los puentes en México fueron se diseñaron 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 presentaban entre USA y México. Actualmente, México cuenta con la normativa SCT (2004) derivada de los métodos simplificados de valor D de AASHTO-ASD para

calcular los factores de distribución de carga; sin embargo, su rango de aplicación se delimita por una serie de condiciones y características específicas, siendo aplicable solo para un conjunto de puentes. Los métodos simplificados de valor D son métodos que permiten obtener los FDC en tiempos muy reducidos y con un cálculo mínimo y consisten en esencia en dividir la separación entre vigas sobre el factor que se obtiene por medio de tablas o gráficas principalmente en función del material del puente y la configuración geométrica de su sección transversal. Al analizar los métodos simplificados adoptados en Estados Unidos y Canadá, se encuentra que ambos tienen como principio el valor D , pero su aplicación es distinta de uno respecto al otro.

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 o 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 cercanos al comportamiento real.

La generalización de los métodos de análisis aplicados a todo tipo de puentes y condiciones de carga, así como, la utilización de metodologías extranjeras, que no son necesariamente aplicables a las condiciones de México, han llevado a diseños con factores sumamente conservadores. La presente investigación muestra el panorama actual del sistema de puentes en la red federal carretera de México y propone un criterio para la evaluar los FDC que actualmente se utilizan para poder considerar otros que resulten más adecuados a las condiciones de carga existentes y características propias de los puentes.

1.1 Tipología de puentes

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

De acuerdo con su finalidad y objetivos se clasifican como:

- Puentes carreteros
- Puentes ferroviarios
- Acueductos
- Puentes peatonales
- Puentes provisionales

En cuanto al material, su clasificación es:

- Puentes de madera

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

Los puentes pueden también ser de tablero fijo o móvil. De los puentes de tablero móvil se obtiene una tipología específica, como son:

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

Los puentes se pueden clasificar de acuerdo con el tipo de estructuración o por su funcionamiento mecánico, de donde se tienen los siguientes tipos generales:

- Puentes rectos
- Puentes de arco
- Puentes colgantes
- Puentes atirantados
- Puentes en ménsula

1.1.1 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, sección cajón o sección en T, y generalmente se construyen con el objetivo de librar claros pequeños (de 20 a 25 metros). En el caso de puentes de concreto reforzado o acero, para lograr claros mayores, se utiliza más refuerzo de acero o elementos de concreto presforzado. En cuanto a su funcionamiento mecánico, estos puentes están apoyados en sus extremos sobre soportes como pilas o pilares los cuales se someten principalmente a esfuerzos de compresión. En el caso de las vigas, éstas 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 las siguientes:

- Losa maciza

Generalmente de concreto reforzado colado *in situ*, de sección transversal rectangular constante y utilizada en estructuras de claros pequeños.

- Losa aligerada

Elementos estructurales que, por lo general, se cuelan *in situ* mediante auto cimbra y con mayor facilidad para acomodarse a trazados en planta oblicuos. Su colocación es mucho menos exigente que la de vigas, pero como inconveniente, su construcción es menos industrializada que los puentes con vigas (Figura 1.1 ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.).

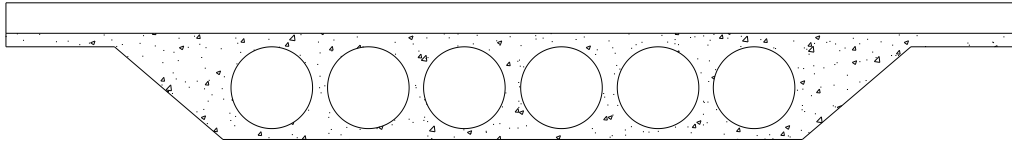


Figura 1.1 Sección transversal de puente con losa aligerada de concreto reforzado colado *in situ* (Villarino Otero, 2010)

- Vigas T

Puentes con una sección transversal rectangular, colados monolíticamente con la losa, lo que genera su sección en T, y construidos de concreto reforzado colado *in situ* (Figura 1.2).

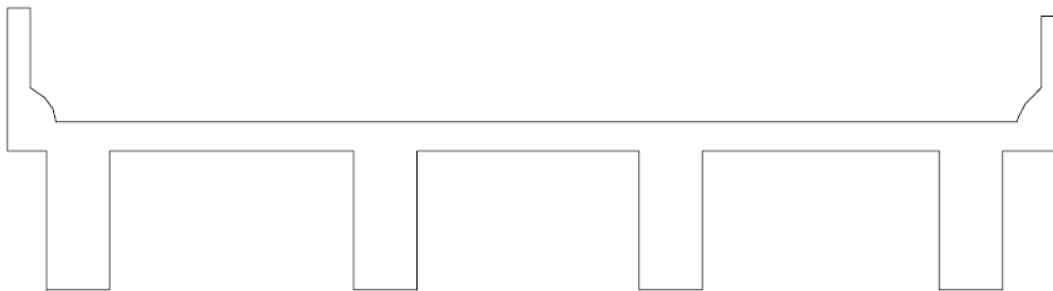


Figura 1.2 Sección transversal de puente con vigas T de concreto reforzado colado *in situ* (AASHTO, 2007)

- Vigas cajón

Generalmente, son elementos estructurales de concreto prefabricado o de acero. Para el caso de las vigas cerradas, la losa de tráfico es colada *in situ*,

mientras que en las vigas abiertas también es posible utilizar losas prefabricadas. Este tipo de sección puede contar con presfuerzo longitudinal, con lo que se alcanzan claros mayores (Figura 1.3 y 1.4).

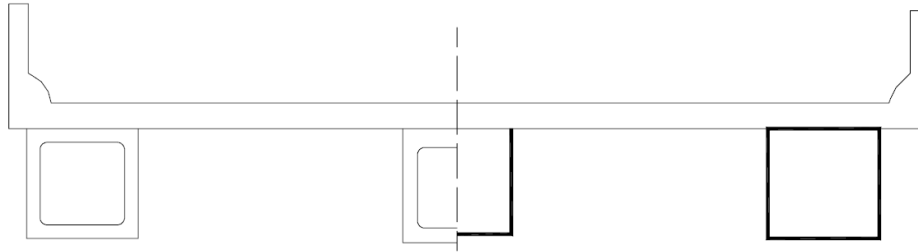


Figura 1.3 Sección transversal de puente con vigas cajón cerradas de acero o concreto reforzado prefabricado (AASHTO, 2007)

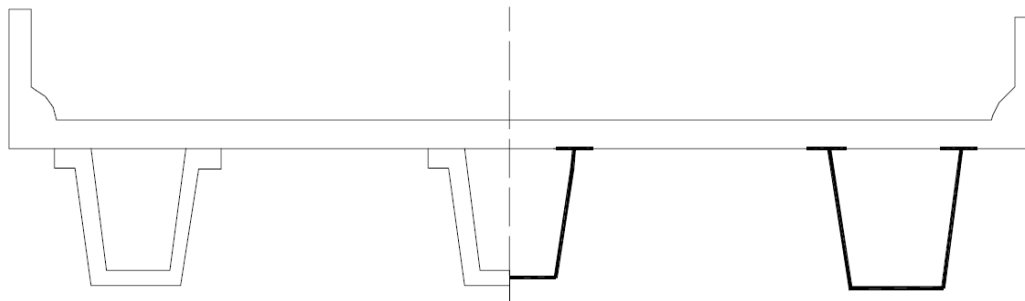


Figura 1.4 Sección transversal de puente con vigas cajón abiertas de acero o concreto reforzado prefabricado (AASHTO, 2007)

- Vigas doble T o tipo I

Prefabricadas y constituidas generalmente por concreto presforzado, estas 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 se cuela *in situ* con concreto reforzado (Figura 1.5).

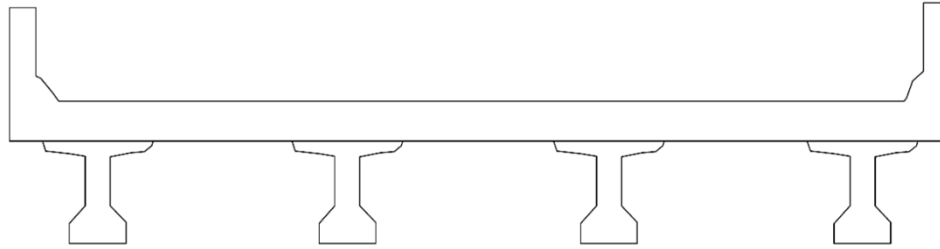


Figura 1.5 Sección transversal de puente con vigas doble T o tipo I (AASHTO, 2007).

- Vigas doble T con conectores de corte

Sistemas estructurales prefabricados de concreto presforzado que pueden contar con un postensado horizontal. Su misma morfología ofrece una parte horizontal que constituye el tablero; esta puede recubrirse con concreto hidráulico o asfáltico, para mejorar la superficie de rodamiento (Figura 1.6).

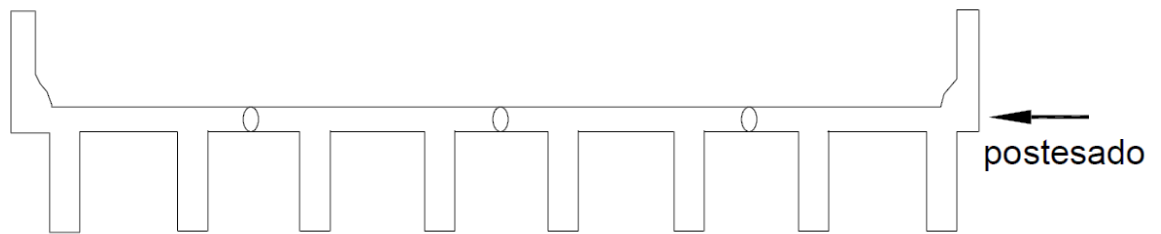


Figura 1.6 Sección transversal de puente con vigas doble T con conectores de corte (AASHTO, 2007)

- Vigas de acero

Por lo general, son puentes con vigas de 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 1.7).

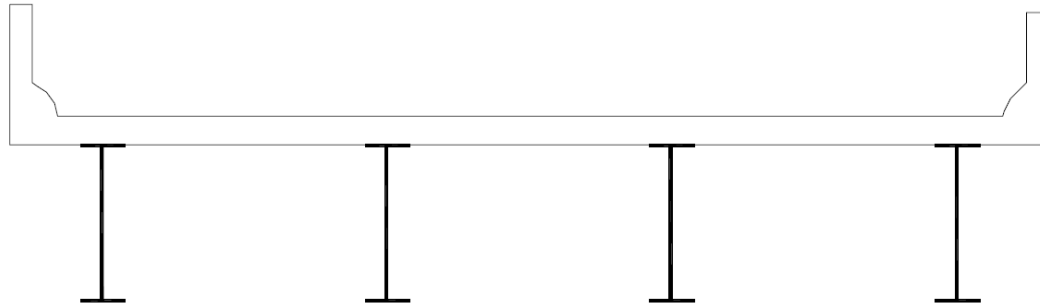


Figura 1.7 Sección transversal de puente con vigas de acero (AASHTO, 2007)

1.1.2 Puentes arco

Puentes con apoyos en sus extremos desde 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 lo que provoca 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 apoyarse o colgarse de esta estructura principal, con lo que se da origen a distintos tipos de puentes como: puentes arco con tablero superior, puentes arco con tablero intermedio y puentes con tablero inferior (Figura 1.8).

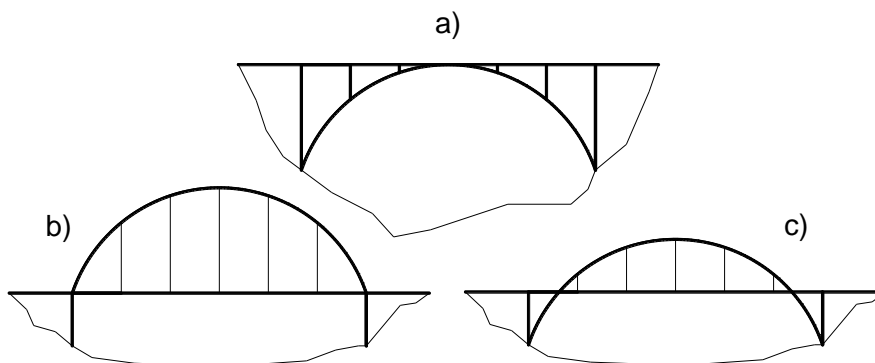


Figura 1.8 Tipos de puentes arco, a) puente arco con tablero superior, b) puente arco con tablero inferior, c) puente arco con tablero intermedio

1.1.3 Puentes colgantes

Estructuras cuyo tablero está sostenido 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 deben ser casi verticales hacia abajo, los cuales se estabilizan con los cables principales. Estos puentes logran superar claros de hasta 350 metros o más. Como ventaja, estos

puentes pueden lograr claros muy largos en relación con la cantidad de material empleada y, gracias a que no se necesitan apoyos centrales durante su construcción, permiten construir sobre profundos cañones o cursos de agua muy ocupados por el tráfico marítimo o de aguas muy turbulentas (Figura 1.9).

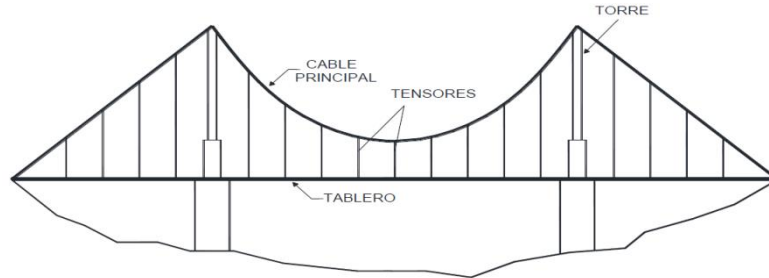


Figura 1.9 Configuración de puente colgante (Crespo Sánchez *et al.*, 2014)

1.1.4 Puentes atirantados

Los puentes atirantados están conformados por el tablero, las torres y los tirantes, cuya interacción está dada por los tirantes sujetos a las torres que, a su vez, soportan el tablero y funcionan como apoyos con reacciones verticales. Al estar inclinados, también se generan fuerzas horizontales que, por lo general, se equilibran en el propio tablero, porque su resultante, igual que en la torre, debe ser nula. Existe una gran variación tanto en su geometría como en el espaciamiento entre tirantes, el número de torres y la forma de las torres, entre otros aspectos; sin embargo, estos puentes pueden dividirse en dos tipos: los puentes con diseño en abanico y con diseño en arpa (Figura 1.10).

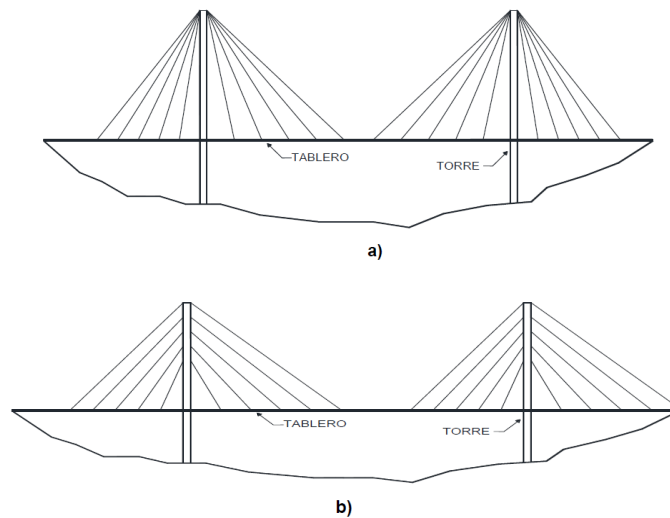


Figura 1.10 Configuración de puente en abanico: a) diseño en abanico y b) diseño en arpa (Crespo Sánchez et al., 2014)

1.1.5 Puentes en ménsula

Estas estructuras consisten en brazos en voladizo que se proyectan desde las pilas hasta los extremos para sustentar tramos suspendidos. Aplicable fácilmente a los puentes de armadura de acero y tablero superior, el principio del puente en ménsula suele combinarse con otros sistemas, como el de arco, para librar grandes claros (Villarino Otero, 2010) (Figura 1.11).

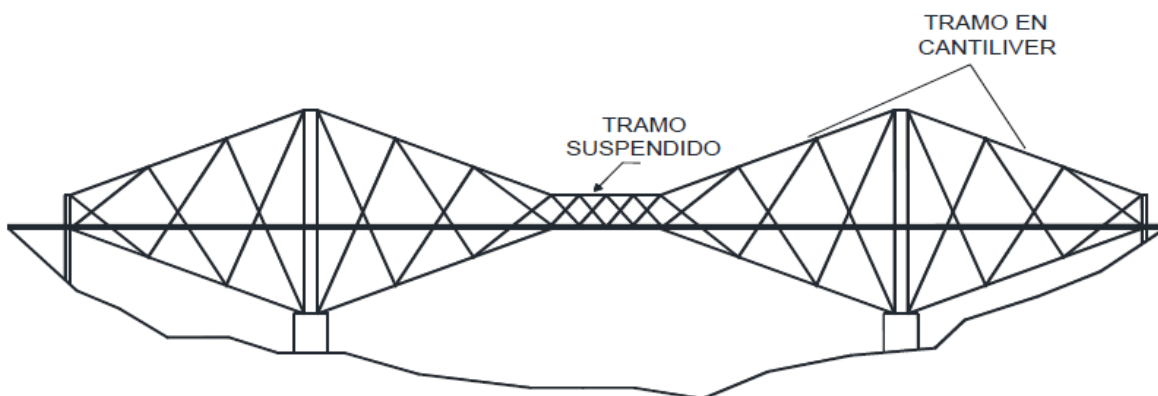


Figura 1.11 Configuración de puente en ménsula (Crespo Sánchez et al., 2014).

1.2 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, además de ser el componente que recibe directamente las cargas vivas del puente bajo condiciones normales de tránsito vehicular o peatonal para transmitir las a la subestructura. Este puente se construye con la configuración losa sobre viga, con vigas de concreto reforzado, concreto presforzado, vigas tipo AASHTO, armaduras, etcétera.

La subestructura transmite directamente las cargas de la superestructura a la infraestructura; tiene como función principal la de soportar la superestructura con base en un conjunto de apoyos, y 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, y proporcionar comodidad y seguridad al usuario. Por otro lado, las obras complementarias son aquellos dispositivos necesarios para el funcionamiento del puente; estos pueden ser los señalamientos, los parapetos, etc. (Crespo Sánchez *et al.*, 2014).

1.3 Estructuración de puentes en México

Los puentes de claros cortos son estructuras que generalmente están construidas para librar cauces de pequeños ríos, dificultades topográficas en caminos y puntos de intersección horizontal en carreteras, entre otros. Estos puentes tienen como mínimo un claro de 6 metros; de lo contrario, se denominan 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% se construyó entre los años 1931 y 1980; es decir, este porcentaje de puentes oscila entre los 30 y 80 años de servicio. En cuanto a material de construcción, el 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, en la Figura 1.12 se observa que la tendencia en la construcción de puentes presforzados va en aumento. A partir de un análisis de la base de datos y tomando en cuenta este último tipo de estructura, se obtiene que el 66% tiene un claro menor que los 50 metros, y se identifican 1 192 puentes presforzados de claro corto en México (Figura 1.13).

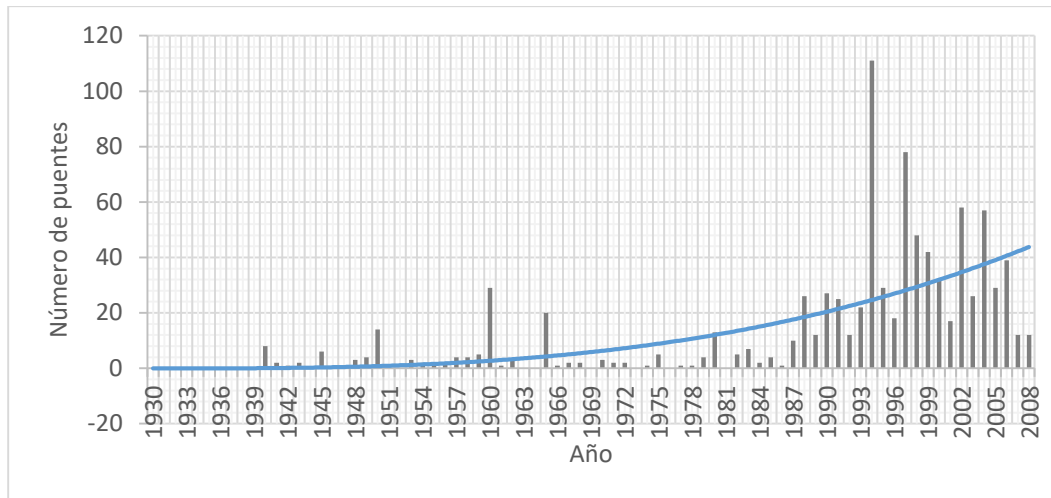


Figura 1.12 Número de puentes presforzados construidos por año en México (SIPUMEX, 2010)

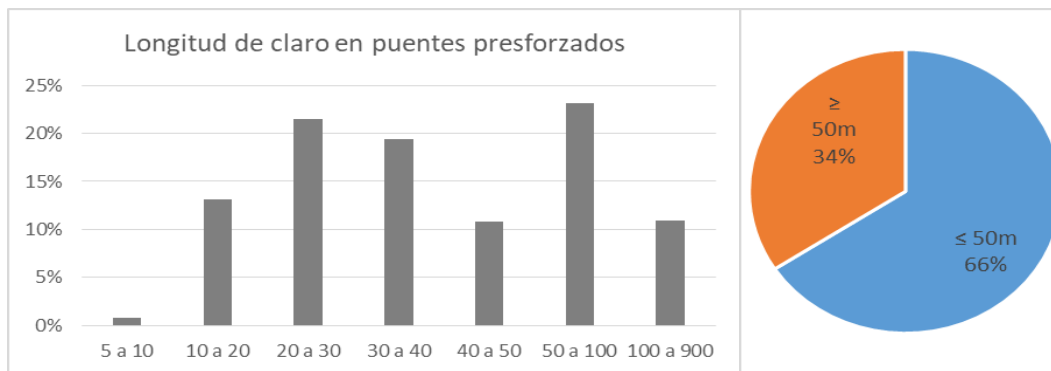


Figura 1.13 Longitud de claro en puentes presforzados de México (SIPUMEX, 2010)

1.4 Vehículos de diseño empleados en México

Por otro lado, se realizó un estudio del cual se obtuvo información relativa a los vehículos de diseño empleados en puentes mexicanos, al igual que la cantidad de puentes construidos para cada tipo de vehículos (Figura 1.14). En este trabajo se observó que, pese a la normativa SCT en vigor en México para proyectos de puentes carreteros, en la que tiempo atrás, se utilizan vehículos T3-S3 y T3-S2-R4, junto con algunos de los vehículos de diseño de AASHTO, para el diseño de estructuras, la normativa SCT cuenta con dos modelos de carga viva vehicular para diseño: los modelos IMT 66.5 e IMT 20.5.

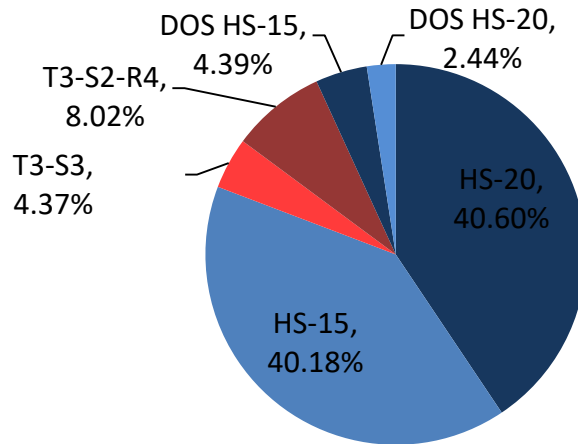


Figura 1.14 Vehículos de diseño empleados en puentes de México (SIPUMEX, 2010)

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 de los códigos estadounidenses HS-20 y HS-15 en función del claro, con lo que se obtienen los efectos mayores de cortante y momento flexionante de los vehículos generados por las configuraciones y pesos establecidos en la normativa mexicana (Figura 1.15). 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 los que en realidad transitan en el país.

El cálculo de la distribución transversal de carga es una parte importante del diseño estructural de puentes, pero también existen muchos otros criterios dentro del diseño que toman en consideración factores de seguridad y corrección, entre otros, que permiten que gran parte de la infraestructura en puentes se encuentre en buen funcionamiento, a pesar de haberse diseñado con base en vehículos cuyas cargas de diseño fueron menores que las reales.

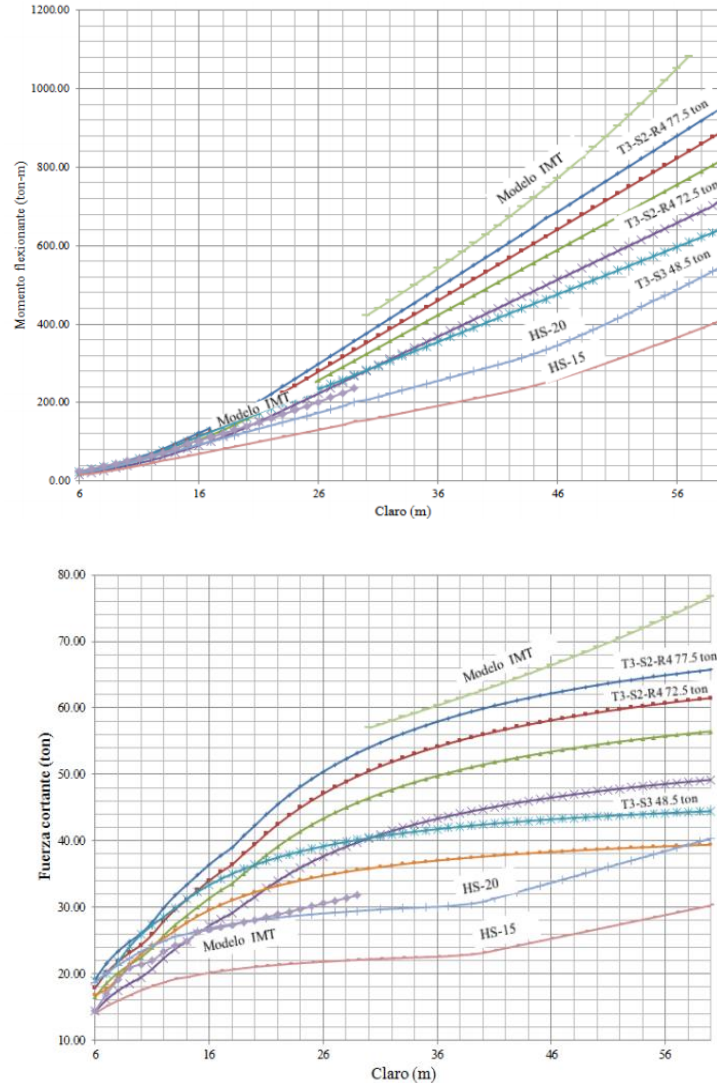


Figura 1.15 Fuerza cortante y momento flexionante máximo para distintos vehículos de diseño en función del claro (Crespo Sánchez *et al.*, 2014)

1.5 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 la que recibe directamente la carga y la transmite también en forma directa a las vigas longitudinales que soportan la losa. Los efectos longitudinales son los que predominan el diseño de estos elementos estructurales, aunque no se presentan con la misma magnitud en todas las vigas a lo ancho de la sección transversal del puente, ya que depende de dónde se apliquen las cargas y cómo se distribuyan entre las distintas vigas. 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 1.16).

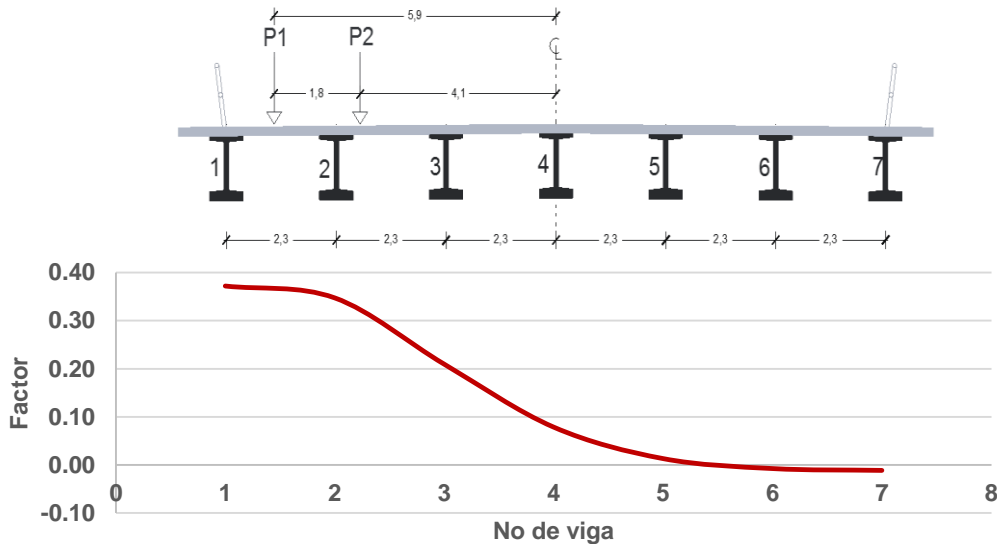


Figura 1.16 Distribución transversal de carga para puente bajo carga vehicular en modelo de elemento finito

La determinación de los FDC es un tema en estudio, para el cual se han concebido metodologías y criterios para determinarlos debido a las variaciones en las condiciones presentes entre una región y otra. Aunque se han propuesto métodos simples que requieren pocos cálculos a diferencia de los métodos complejos para los que se requieren más cálculos, 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 están respaldados por 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.

1.6 Criterios para la determinación de los FDC

1.6.1 Método de AASHTO

Debido a la carencia de criterios y normativas de alcance mundial en México, los diseñadores de puentes optan por el uso de metodologías híbridas, con las que adoptan criterios extranjeros, como los coeficientes de AASHTO (1996) y AASHTO LRFD (1998); no obstante, la alta dependencia de criterios particulares, los tipos de sistemas estructurales implementados en otros países y las configuraciones de vehículos de diseño, indican que estos procedimientos no pueden ser transportables entre códigos.

1.6.1.1 AASTHO-ASD (1986) (Diseño por esfuerzos permisibles)

Éste 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, junto con otras características que definen la distribución transversal de carga no se consideran en esta estimación debido a que los valores D se formularon en torno a las características en conformidad con 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.

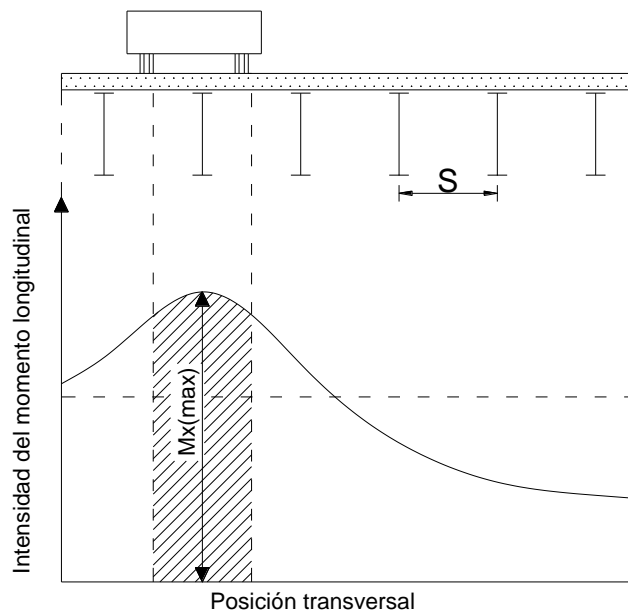


Figura 1.17 Distribución transversal del momento longitudinal (Aftab *et al.*, 2008)

El momento máximo correspondiente a la segunda viga de la Figura 1.17 es igual al área de la parte sombreada. Si la intensidad del momento máximo en la segunda viga es $M_{x(\max)}$, el momento correspondiente a la viga M_g es aproximadamente $SM_{x(\max)}$.

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

Cuando se relacionan los momentos $M_{x(\max)}$ y el momento debido a un riel del vehículo de diseño, se obtiene:

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

Al sustituir (2) en (1), se observa que:

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

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 D para varios casos de puentes de tipo losa sobre viga se presentan en la Tabla 1.1 (Aftab *et al.*, 2008).

Tabla 1.1 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

1.6.1.2 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, se consideran otros parámetros importantes además del espaciamiento entre vigas, la longitud del claro, los 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 es el espaciamiento entre vigas en mm; L es la longitud del claro en mm; t_s es el espesor de la losa de concreto en mm; n es la relación modular para los materiales de la viga y la losa; I es el momento de inercia de la viga en mm⁴, A es el área de la sección transversal de la viga en mm², e_g es la distancia entre los

centros de gravedad de la viga y la losa dado en mm; y θ es el ángulo de esviaje en grados. Las fórmulas incluyen el parámetro de rigidez longitudinal k_g 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.

1.6.2 Método Ontario Highway Bridge Design Code

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 “método α - θ ”, el cual 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.

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

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

D_{xy} : rigidez a la torsión longitudinal por unidad de ancho (correspondiente a GI en una viga longitudinal).

D_{yx} : rigidez a la torsión transversal por unidad de largo (correspondiente a GI en una viga transversal).

D_1 : 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).

D_2 : rigidez al acoplamiento transversal por unidad de largo.

Los valores de los parámetros de rigidez pueden obtenerse con métodos normados presentados por Cusens y Pama (1975) y Bakht y Jaeger (1985). En 1988, Bakht y Moses convirtieron el método de Ontario en un método simplificado de valor D al darse cuenta de que la rigidez longitudinal por unidad de ancho del puente (D_x), 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 que incluye el ancho de carril de diseño y la longitud del claro y para el cual el valor D se denota como D_d , el cual se obtiene de:

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

donde:

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

Los valores D y C_f puede obtenerse por medio de tablas: en función de los parámetros α - θ y We será 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 D y C_f se pueden obtener de tablas como simples funciones de la longitud del claro L (Tabla 1.2).

Tabla 1.2 Expresiones para D y Cf para momentos longitudinales en puentes de configuración losa sobre vigas (Aftab *et al.* 2008)

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 1.2 se hizo observando los límites donde se encuentran los puentes de losa sobre vigas. Estos límites se observan en la Figura 1.18, 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 éste le corresponden dos valores de D_x , y, a su vez, dos valores del parámetro θ y α , con lo que se obtiene un rango de valores entre θ y α con sus respectivos valores D , como el que se utilizaba en la primera versión. Si se toma el valor D más pequeño para definir el 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 el ancho del puente.

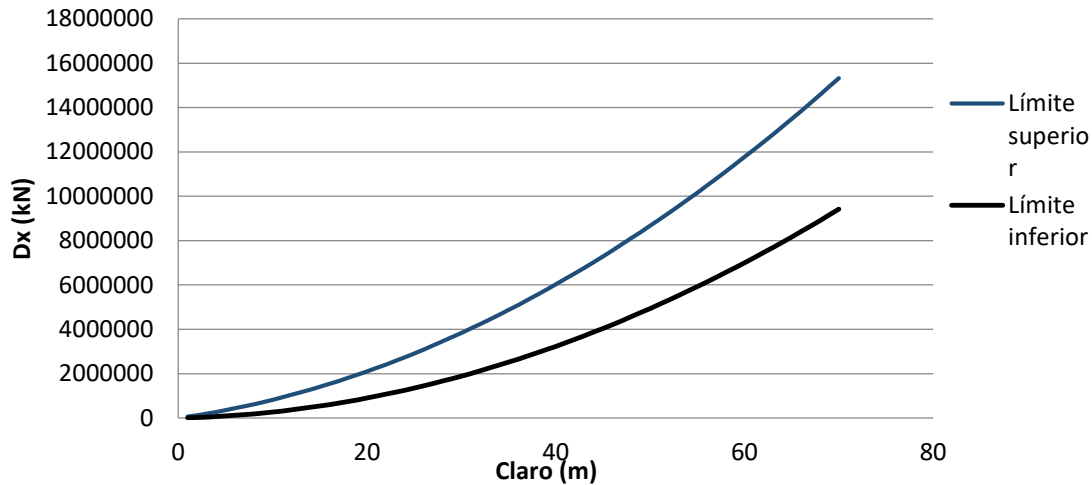


Figura 1.18 Rigidez longitudinal para longitud de claro en puentes de Norte América (Aftab et al. 2008)

1.6.3 Método Canadian Highway Bridge Design Code

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 de los momentos longitudinales del puente que nos indica cómo son las características de distribución de carga de un puente dado. Este multiplicador debe ser siempre mayor que 1 y es denotado por F_m ; si el valor se acerca a la unidad, apunta a características positivas del puente; de lo contrario, si se aleja de la unidad, el puente presenta características deficientes en términos de distribución de carga.

El FDC se obtiene al 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 del número de carriles de diseño y el tipo de camino (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). 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

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

We = ancho del carril de diseño (m)

Tabla 1.3 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	-

El valor F corresponde a la dimensión de ancho que caracteriza la distribución de carga de un puente, y C_f es un factor de corrección en %. Estos dos valores se obtienen mediante tablas como funciones de la longitud del claro del puente muy similares a las del método OHBDC (

Tabla 1.4).

Tabla 1.4 Expresiones para F y C_f para momentos longitudinales en puentes de losa sobre vigas (CHBDC, 2006)

Clase de camino	Número de carriles de diseño	Viga interna/externa	F (m)		C_f (%)
			$3 < L \leq 10$ 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)

1.6.4 Normativa SCT

El método simplificado de distribución de la normativa SCT (2004) se acota solo a puentes que satisfacen ciertas condiciones en función de la configuración geométrica de la superestructura, y de manera muy similar al método AASHTO, éste es un método simplificado que depende del factor D , cuya magnitud depende, a su vez, de la configuración geométrica, el material y los carriles de diseño, condicionado a 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 S_L 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 1.5 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 más preciso	$FDC = \left(0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt^3_s} \right)^{0.1} \right)$
OHBDC	El método de Ontario se basa en el análisis del tablero del puente como una placa ortótropa equivalente definida por parámetros de rigidez y presenta un grado de precisión aceptable, pero la obtención del FDC derivaba de graficas en función de estos parámetros, cuyo cálculo no es simple. Posteriormente se simplificó utilizando ecuaciones sencillas en función del claro.	$D_d = D \left(1 + \frac{\mu C_f}{100} \right)$
CHBDC	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 trasversal del puente. El FDC es el producto de este multiplicador con un parámetro de dimensión y uno de corrección obtenido 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.

$$\frac{S_L}{2.15}$$

1.6.5 Método de Courbon

Éste es un método analítico el cual está en función del número de vigas y el 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 1.19).

La carga actuante se descompone en simétrica y antisimétrica. La carga simétrica se reparte proporcionalmente entre las inercias de las vigas y se tiene, entonces, que la carga $P'n$ actuante sobre la viga es:

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

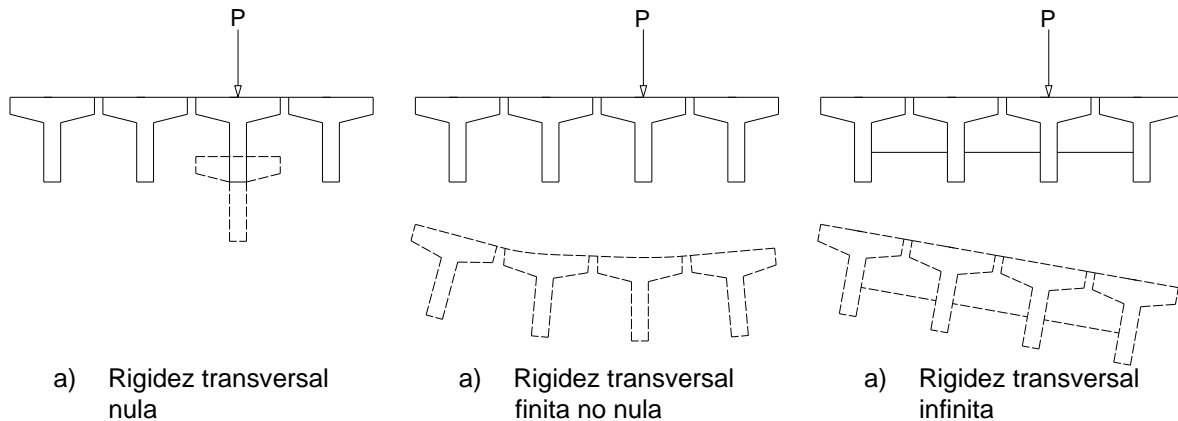


Figura 1.19 Reparto trasversal de la sobrecarga (Crespo Sánchez *et al.*, 2014)

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:

$$P'n = kx_n I_n \tag{14}$$

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 con la longitud del claro del puente (Crespo Sánchez *et al.*, 2014).

1.6.6 Método de elemento finito

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

1. *Discretización del continuo.* Este procedimiento consiste en tomar la región en estudio y dividirla en elementos finitos delimitados por nodos. El resultado se conoce como mallado de elemento finito, el cual consiste en una serie de arreglos con coordenadas de nodos y conexiones entre elementos.
2. *Selección de las funciones de interpolación.* Las funciones de interpolación sirven para interpolar las variables de campo sobre elemento. Con

frecuencia, se seleccionan polinomios como funciones de interpolación, y su grado depende del número de nodos asignados al elemento.

3. *Determinación de 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. Para ello, pueden utilizarse dos enfoques. 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, este sistema 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, se obtienen los esfuerzos y deformaciones en zonas requeridas, y se generan diagramas de momento, cortante y del desplazamiento global de la región. Todo esto se estima a partir de la solución del sistema de ecuaciones global.

2 Investigaciones previas

Diferentes investigaciones se han llevado a cabo para definir criterios con el objetivo de obtener los FDC en diferentes entornos y condiciones. Taylor, Chan, and Bakht (2013) concibieron un método simplificado para su uso en Hong Kong; Hughs e Idriss (2006) propusieron un criterio para puentes con vigas en cajón de concreto presforzado, y Kilaru (2015) presentó una propuesta para puentes de losa sobre viga con múltiples claros, tableros de madera y vehículos agrícolas, entre otros. También con el fin de validar los métodos de AASHTO se han efectuado investigaciones en las que se comparan los resultados obtenidos con estos métodos y con resultados provenientes de pruebas de carga, donde se ha observado que los factores obtenidos con AASHTO son altos y conservadores, teniendo como ejemplos los siguientes: para puentes con vigas de acero Eom y Nowak (2001), para puentes de vigas continuas de acero Eom *et al.* (2006) y Kim y Nowak (1997) para puentes de vigas con sección tipo I, entre otros.

Una de las investigaciones realizadas para analizar el método de Courbon corrió a cargo de Kalyanshetti y Shriram (2013). Esta investigación presenta el efecto del claro del puente en el FDC y cómo Courbon lo omite. A fin de observar este fenómeno, se realizó 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 que el 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, mientras que, por el método de emparrillado el factor de carga en la misma viga varía entre los 15m y los 35m de longitud de claro (Figura 2.1).

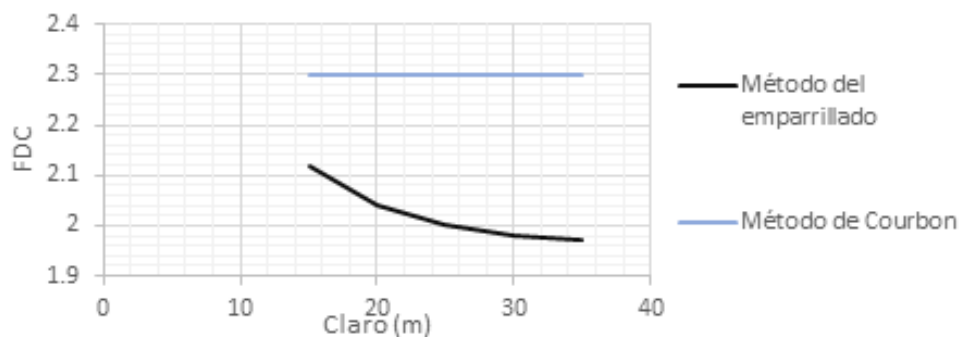


Figura 2.1 Variación del factor de carga de vigas exteriores con tres vigas longitudinales (Kalyanshetti y Shriram, 2013)

Con base en estos resultados, se propuso una expresión cuadrática en función de la longitud del claro que ajuste el FDC obtenido por el método de Courbon con el obtenido por 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) propusieron 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. A partir de 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 la siguiente ecuación:

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

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.

Estudios analíticos previos han demostrado 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. Con base en 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.

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 el método de AASHTO LRFD, que son los que más se alejan. Estos resultados indican que los métodos normados de AASHTO, al estar por encima de los datos medidos en la mayoría de los casos, llegan a ser conservadores.

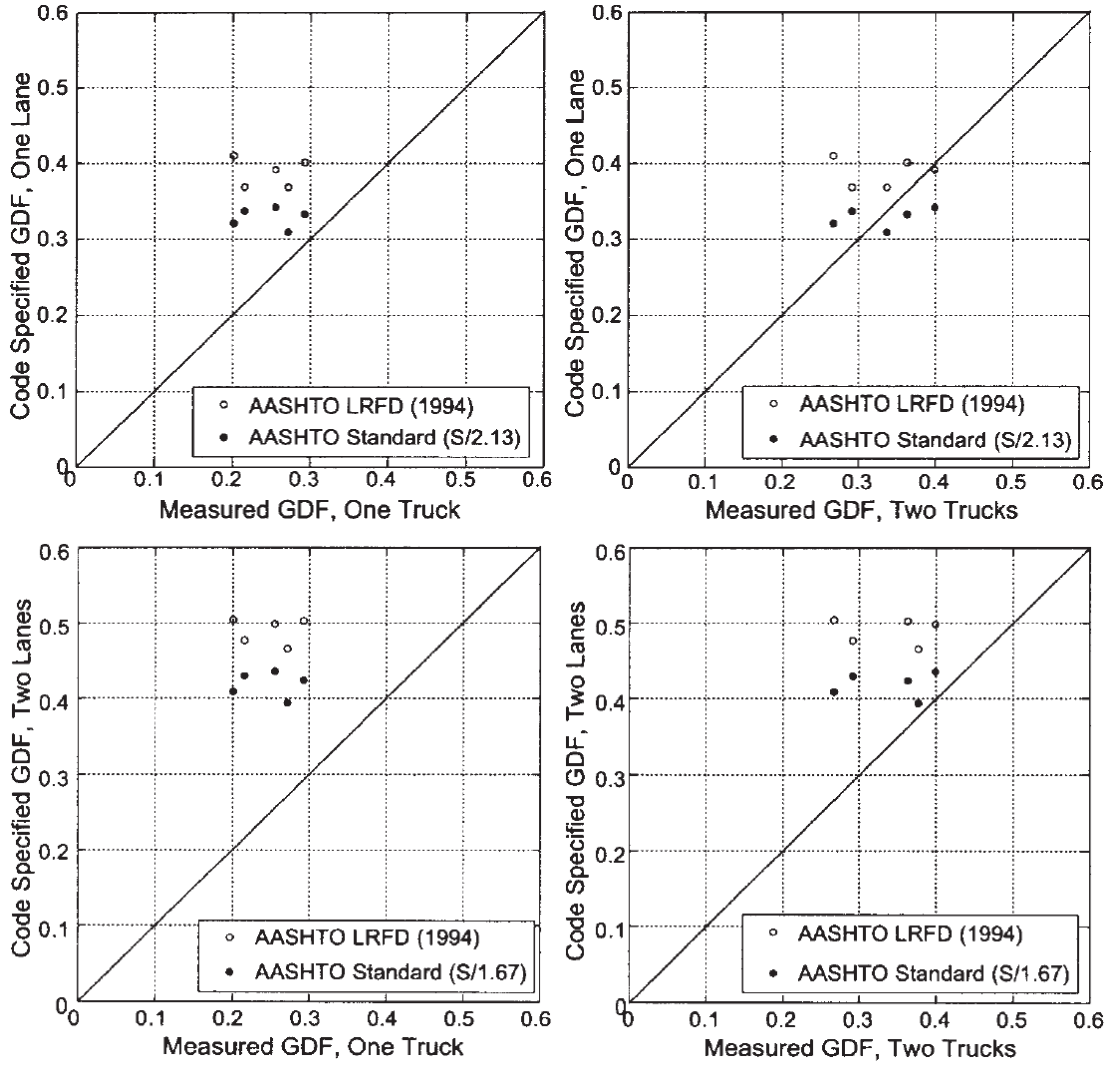


Figura 2.2 FDC por prueba de carga en comparación con FDC especificados en el código AASHTO (Nowak *et al.*, 2003)

3 Metodología

Con el objetivo de evaluar la de distribución transversal de carga en puentes presforzados en México, primero se determinó cuáles son los sistemas estructurales que predominan en el país, cuáles son las variables que los definen, cuáles son sus valores preponderantes y cómo interactúan entre sí. Esto permitió generar una matriz con todas las combinaciones de variables que definen una superestructura de un puente en México. Esta matriz se cargó 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 lo cual 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 correspondientes y con base en esto se desarrolló una propuesta para estimar los FDC en puentes presforzados de México (Figura 3.1).

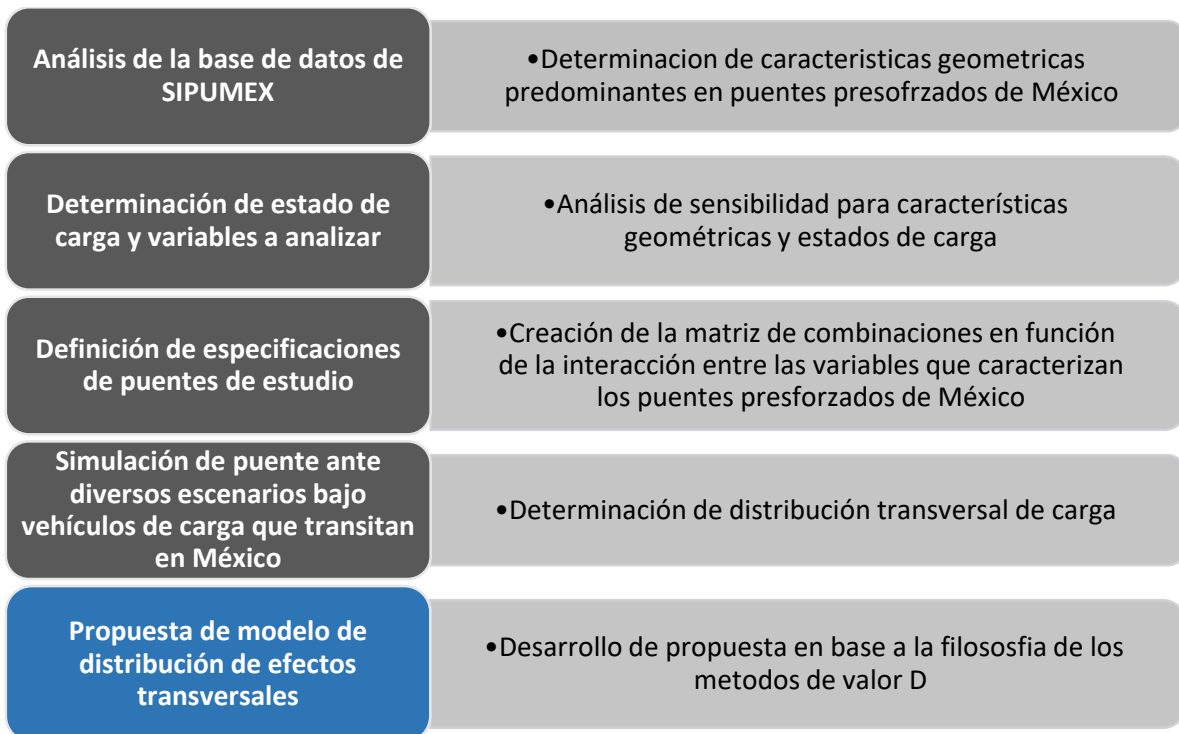


Figura 3.1 Diagrama de metodología general

3.1 Análisis de la base de datos de SIPUMEX

La última entrega del Sistema de Administración de Puentes de México (SIPUMEX) en 2010 contiene datos de cada uno de los puentes que conforman 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. Derivado de un análisis de esta base de datos, se obtuvieron las características geométricas prevalecientes en puentes presforzados en México. A continuación se presentan las gráficas que muestran estos atributos (Figura 3.2, Figura 3.3, Figura 3.4, Figura 3.5 y Figura 3.6):

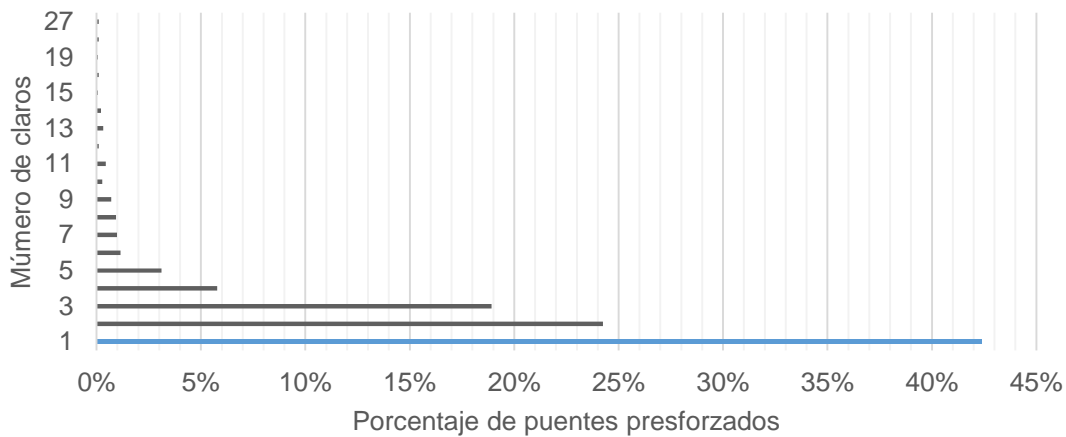


Figura 3.2 Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a la cantidad de claros con que cuenta (SIPUMEX, 2010)

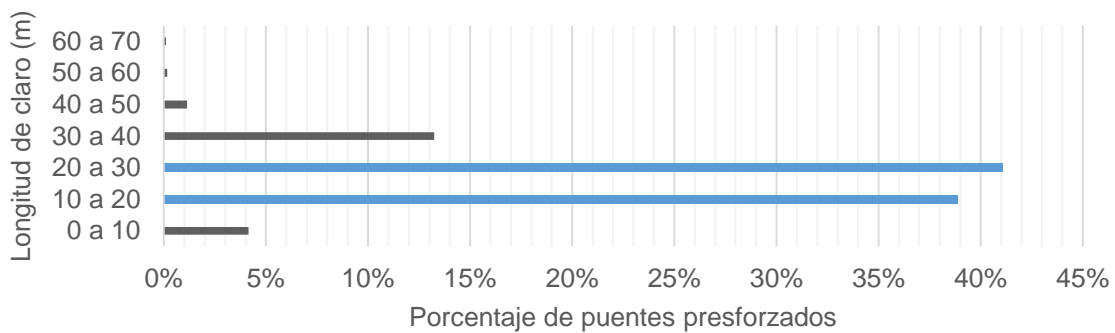


Figura 3.3 Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su longitud de claro (SIPUMEX, 2010)

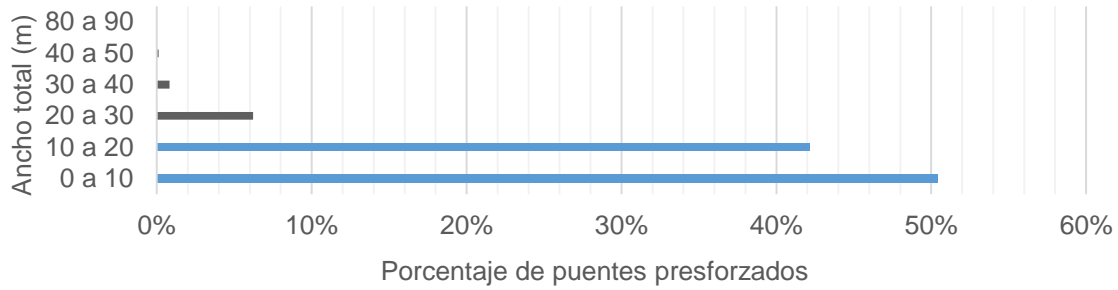


Figura 3.4 Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su ancho (SIPUMEX, 2010)

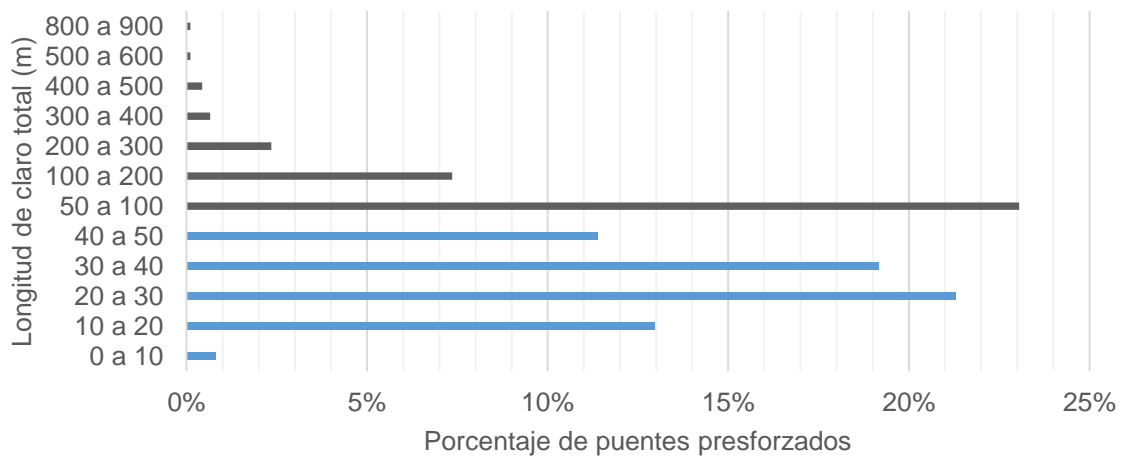


Figura 3.5 Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su longitud de claro total (SIPUMEX, 2010)

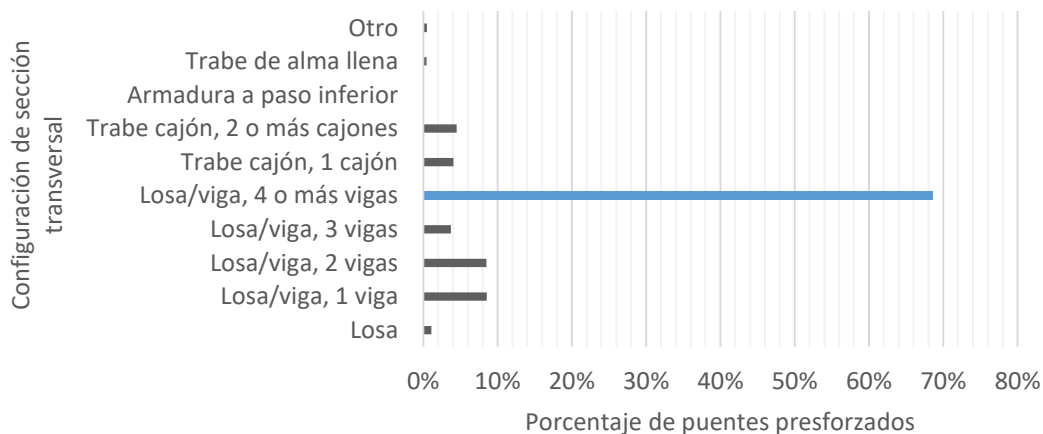


Figura 3.6 Porcentaje de puentes presforzados correspondiente a su configuración de sección transversal (SIPUMEX, 2010)

Estas gráficas resaltan las características predominantes en puentes presforzados en 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 mediante el MEF, se realizó un análisis para comprobar cuál es el posicionamiento trasversal crítico del vehículo: se tomó un modelo de prueba con un claro de 20 m, ancho de 7.5 m, seis vigas de sección AASHTO tipo 4, espesor de losa de 20 cm, 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.

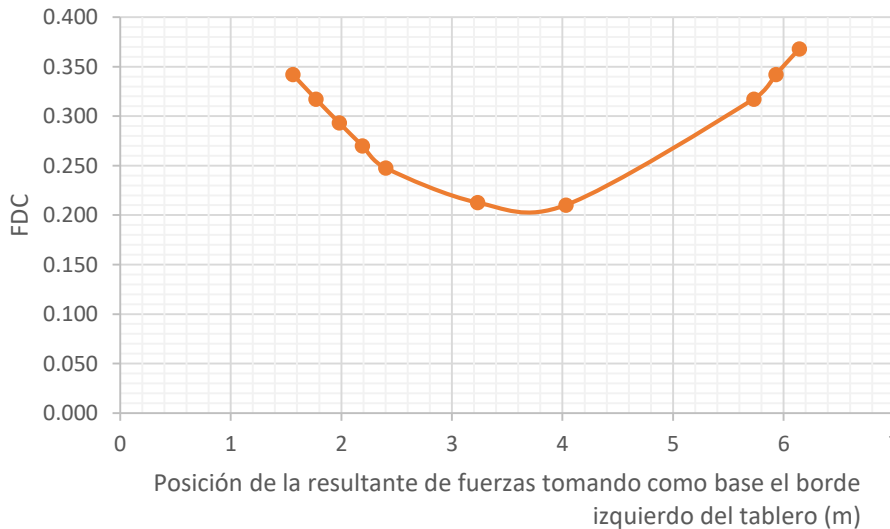


Figura 3.7 FDC correspondiente al posicionamiento transversal del vehículo

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. Entre más alejado se encuentra 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 espaciamiento, donde de igual manera se utilizaron modelos de prueba con las características descritas en la

Tabla 3.1 Características de los modelos de prueba

<i>Sección</i>	<i>Claro</i>	<i>Ancho</i>	<i>Núm 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 de donde se obtuvo la diferencia en el FDC entre los modelos sin diafragma y los modelos con diafragma, a diferentes espaciamentos. Se aprecia que la mayor diferencia es de 0.003 (nada significativa), por lo que, con base en estos resultados, se optó por 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 en función a su interacción. A manera de ejemplo, no es coherente pensar en un puente con un ancho muy pequeño y un número de vigas elevado o a la inversa, un ancho muy grande con un número mínimo de vigas. En la

Tabla 3.3 se muestra cómo 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 muestra en la Figura 3.8 para un 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

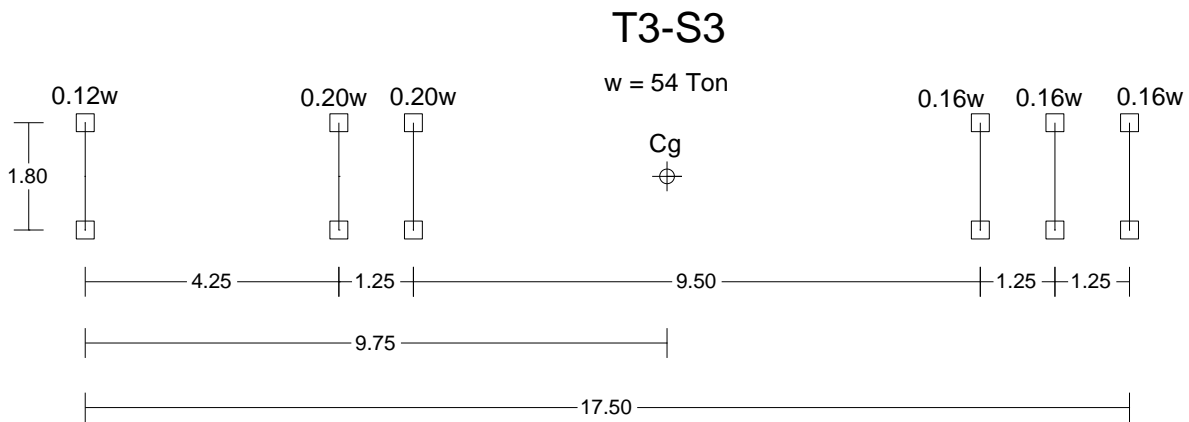


Figura 3.8 Dimensiones y pesos establecidos para un vehículo T3-S3 (NOM-012-SCT-2-2008)

Con base en esta información se realizó un análisis considerando estas limitaciones, con el cual se conoció la interacción entre estas variables (Figura 3.9), mismo que, a su vez, facilitó el planteamiento de una matriz, la cual resultó con una dimensión de 6×5661 , cuyo contenido está conformado por todas las combinaciones de estas variables de forma coherente y en representación de las superestructuras de puentes presforzados en México. Una parte de esta matriz se presenta en la Tabla 3.4.

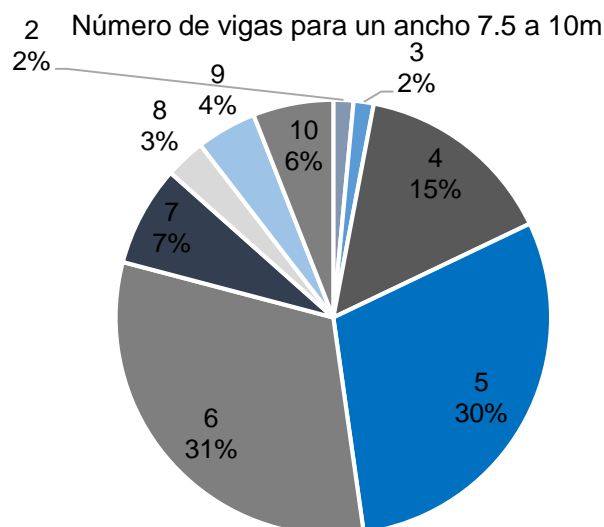


Figura 3.9 Número de vigas correspondiente a puentes con un ancho de 7.5 a 10 m (SIPUMEX, 2010)

Tabla 3.4 Ejemplo de la matriz de combinaciones

Combinación	Sección	Claro	Ancho	Núm 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 1.6.2 con los factores de distribución de carga y el valor D . Con ello se determinaron los parámetros de rigidez correspondientes a cada una de las combinaciones; una parte de estos parámetros se muestra en la Tabla 3.5.

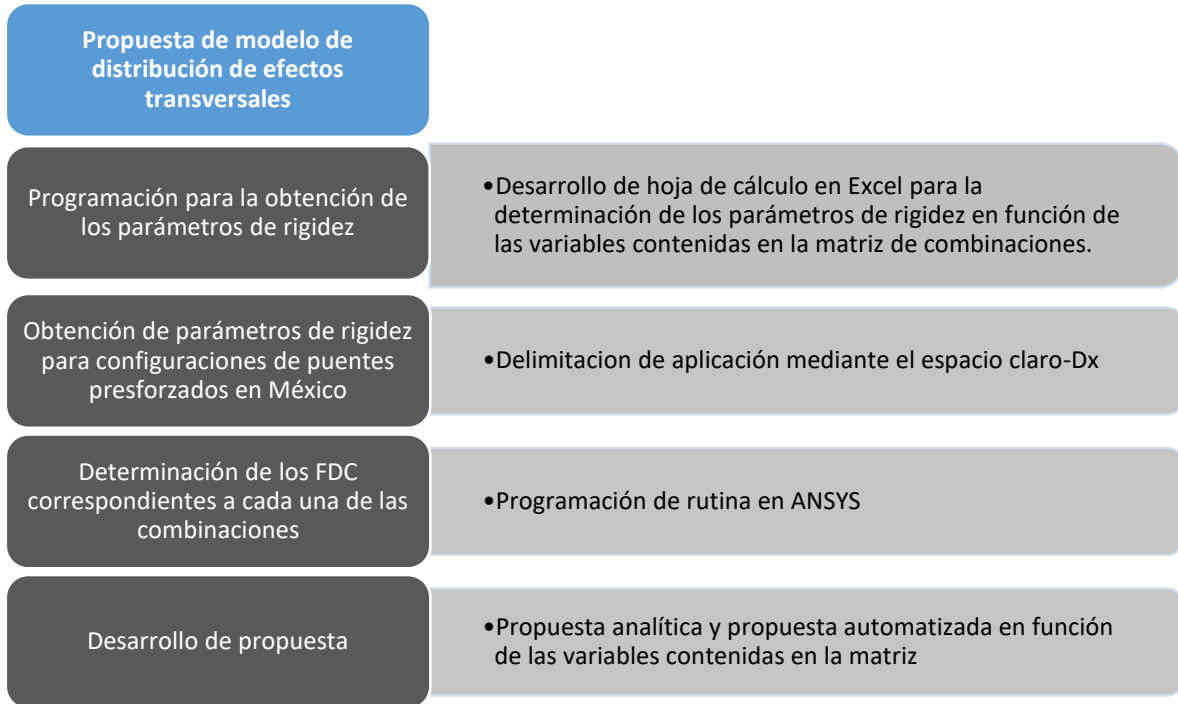


Figura 3.10 Diagrama metodológico para propuesta de modelo de distribución de efectos transversales

Los parámetros de rigidez operan en función de las propiedades geométricas del tablero del puente y el material. Dado que la matriz de combinaciones contiene estas propiedades, los parámetros de rigidez se obtuvieron mediante una hoja de cálculo en Excel. El paso siguiente fue encontrar los FDC —obtenidos mediante análisis por elementos finitos— correspondientes a cada una de las combinaciones, aunque considerar la creación de cada uno de los 5661 modelos definidos por la matriz de combinaciones no es factible. Por ello se optó por recurrir al software ANSYS, que permite la programación mediante el lenguaje APDL (del inglés: ANSYS Parametric Design Language). Este lenguaje es una combinación de FORTRAN y una serie de comandos propios de ANSYS. Con base en el lenguaje APDL, se definió una rutina que permitió construir y solucionar de manera automática 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 de puentes en México

La rutina en APDL puede desglosarse de la siguiente manera:

- En primer lugar, se llevó a cabo el proceso para cargar la matriz de combinaciones a ANSYS. Este proceso consistió en separar la matriz por columnas con los datos para cada variable y guardarlas en archivos separados de extensión “txt” en la carpeta de destino de trabajo; después se crearon 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 y VI, y se guardaron como archivos de extensión “sect” para después cargarse como secciones predefinidas en el software, y se especificaron los espesores de la losa como secciones para elementos shell.
- Previo a la creación de la geometría del modelo, se crea el parámetro donde se almacenarán los resultados, para que se inicie el ciclo de creación de la 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

S_i: separación entre vigas

C_i: longitud del claro

e: tamaño de elemento requerido

En su gran mayoría los comandos dentro del código dependen de estos parámetros escalares que, a su vez, dependen de las variables que conforman la matriz de rigidez. Una vez conocidas 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. Gracias al control de la numeración de nodos alcanzado, fue posible posicionar el tren de cargas de la carga viva vehicular sobre un nodo que pertenece a los elementos *shell* con lo que se obtuvo la interacción entre la carga y el elemento.

- Para cada modelo resuelto se creaba un archivo “txt” que contenía los resultados, los cuales 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 exportarse 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 1.6.6 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

Esta analogía se utilizó considerando que la deflexión es proporcional a la carga con que se provoca, y esta carga se repartió transversalmente lo que originó 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 seis 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 utilizado para todos los modelos con un vehículo C3.

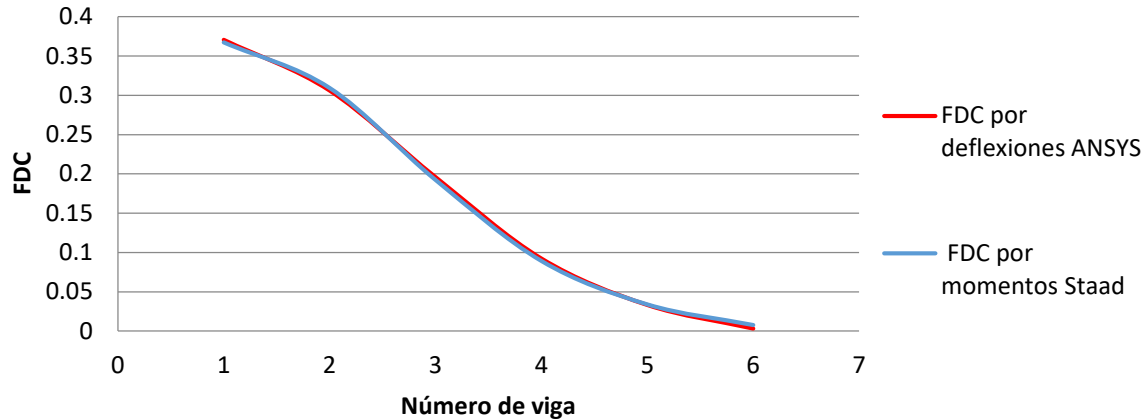


Figura 3.11 Comparación de FDC obtenidos mediante deflexiones y momentos

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 generados con el software STAAD.Pro. Con base en el 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 de 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. Conforme a los criterios descritos en la sección 1.6, la separación entre vigas se dividió entre el valor D , lo que obedece al hecho de que los análisis para su obtención se efectuaron con placas ortótropas y que, para designar el momento correspondiente a una viga, se tomó 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 aquellos que están en contacto directo con las cargas, y estos a su vez transmiten a los elementos *beam* la carga correspondiente. Con esto en mente, el valor D correspondería en realidad al 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 obtenerse mediante la ecuación anterior, una vez obtenido el FDC. El resultado al que se quiere llegar debe ser un valor que al dividir la separación entre vigas dé como resultado el FDC. Entonces, si se obtiene el valor D al despejarlo de la ecuación anterior, se obtiene

el valor real de D que nos generará 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) obtendría el momento real correspondiente a la viga analizada, al haberse obtenido de manera inversa.

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

La filosofía de la obtención de los parámetros de rigidez fue utilizada por Morice y Little (1956) para la formulación de los métodos de coeficientes de distribución, los cuales están basados en el análisis armónico de placas ortótropas. Estos parámetros se obtienen mediante las siguientes expresiones:

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

donde:

E : módulo de elasticidad del tablero (T/m^2)

I : momento de inercia del tablero (m^4)

G : módulo de cortante del tablero (T/m^2)

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 se determinaron por medio de una hoja de cálculo en Excel para cada una de las combinaciones en la matriz, y a su vez, también se 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 ésta, 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

D_x (kN m)	D_y (T m)	D_{xy} (T m)	D_{yx} (T m)	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 en México

Siguiendo el proceso propuesto por Aftab *et al.* (2008), se plasmó la relación θ -valor D , así que, una vez al obtenido 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 preparó una propuesta a partir de 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 y sus interacciones. Este modelo se sometió a un primer análisis, del cual se obtuvieron los niveles de significancia de cada variable e interacciones, lo cual permite la simplificación del modelo y descartar aquellas 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. 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 con su precisión, éstas siguen requiriendo el uso del cómputo por medio de Excel. Tomando en cuenta esto, se optó por preparar una propuesta automatizada, consistente en un motor de búsqueda, el cual identifica en una extensa base de datos la combinación de variables introducida y localiza el FDC correspondiente a la combinación contenida. 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 se da en función del ancho del puente y del número de vigas, y a su vez, de 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 211,820 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 obtiene el FDC generado directamente del MEF. La preparación de esta propuesta se realizó como un macro en Excel.

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

Utilizando la matriz de combinaciones representativa de puentes presforzados en México, se realizó un análisis del que se obtuvieron los factores de distribución de carga para cada una de las combinaciones utilizando cada uno de los criterios descritos en la sección 1.6, además de incluir los criterios propuestos en la sección anterior. Este estudio tuvo como finalidad observar el comportamiento de los otros métodos 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, se definieron para un entorno en particular. A fin de alcanzar una aproximación del estado que guardan los puentes en México en términos de rigidez longitudinal en comparación con los puentes en Norte América, se graficaron los valores de la rigidez longitudinal de puentes en México en función del claro, con los valores de los puentes en Norte América, presentados en la Figura 1.18 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 en México en términos de rigidez con respecto a los puentes en Norte América, y cómo esto puede influir en la distribución transversal de carga. El método de Courbon se creó únicamente 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 a partir del análisis por simulación en ANSYS para determinar la diferencia de los FDC obtenidos con los demás métodos, así como también la diferencia en porcentaje de cada uno de los FDC, la diferencia la diferencia en porcentaje promedio con cada método.

4 Resultados y discusiones

Derivado del análisis planteado en la metodología de estudio, se obtuvo una cantidad de información considerable, la cual se contrastó y procesó para la obtención de los resultados. El primer análisis se realizó con el fin de identificar en términos de rigidez los puentes presforzados en México respecto de los puentes en otras regiones. Los resultados de este análisis se pueden relacionar con los FDC obtenidos a partir de los criterios descritos para las diferentes regiones de Norte América. Aftab *et al.* (2008) propusieron una metodología para definir un criterio orientado a determinar los factores de distribución de carga en cualquier región. Ejemplificando el caso de Hong Kong ya aplicada al caso de puentes en México, esta metodología plantea la obtención del FDC a partir del establecimiento de la relación del parámetro de rigidez ϑ con el valor D . Derivado de los resultados obtenidos en este análisis y la perspectiva de elaboración 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 en México

Previo a la obtención de los FDC, se obtuvieron los parámetros de rigidez de los puentes presforzados en México, ya antes definidos dentro de la matriz de combinaciones, con el fin de identificar el estado que guardan en cuestión de rigidez los puentes presforzados en México respecto a los puentes en otras regiones. Derivada de este análisis se obtuvo la Figura 4.1, donde se muestra el parámetro de rigidez longitudinal (D_x) en comparación con 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 Estados Unidos, y el límite inferior de Hong Kong coincide con el límite superior estadounidense. Estos límites están definidos por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Norte América} \quad D_x = 59575L + 2275L^2 \quad (\text{Límite superior})$$

$$D_x = 9250L + 1790L^2 \quad (\text{Límite inferior})$$

$$\text{México} \quad D_x = 76158L + 5473.2L^2 \quad (\text{Límite superior})$$

$$\text{Hong Kong} \quad D_x = 139551L + 2822.6L^2 \quad (\text{Límite superior})$$

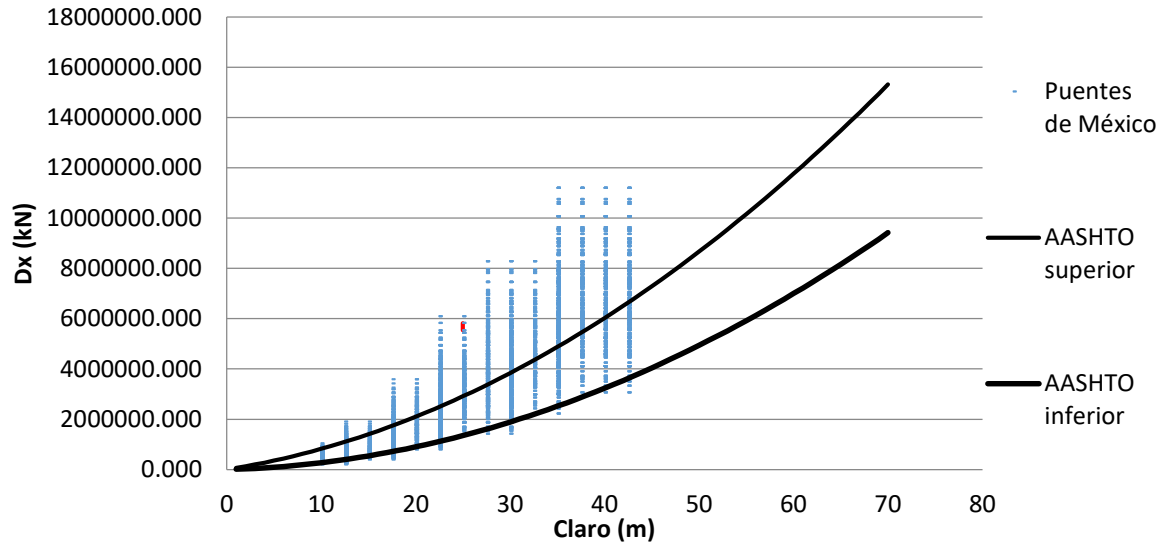


Figura 4.1 Rigidez longitudinal para diferentes claros en puentes de México, Norte América y Hong Kong

En la Figura 4.1 se observa que México comparte los valores más altos con Hong Kong y los más bajos con Estados Unidos; sin embargo, sobre el límite superior estadounidense se encuentra una gran parte del espacio de puentes de México, y de igual manera debajo de los valores de Hong Kong, es decir, 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, lo cual 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 formulada en Norte América no es aplicable para puentes en México.

4.2 Generación de rutina en ANSYS APDL

El software ANSYS y el lenguaje de programación APDL fueron las herramientas fundamentales que permitieron generar, resolver y almacenar resultados de 211,820 modelos de elemento finito, 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 P2
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		
COLU5	array	5661 x 1		
COLU6	array	5661 x 1		
COLU7	array	5661 x 1		
C1	array	7 x 1		
C2	array	7 x 1		
C3	array	7 x 1		
C4	array	7 x 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 cargarse como sección en el software, y se definieron los espesores de losa, así como las propiedades de material.

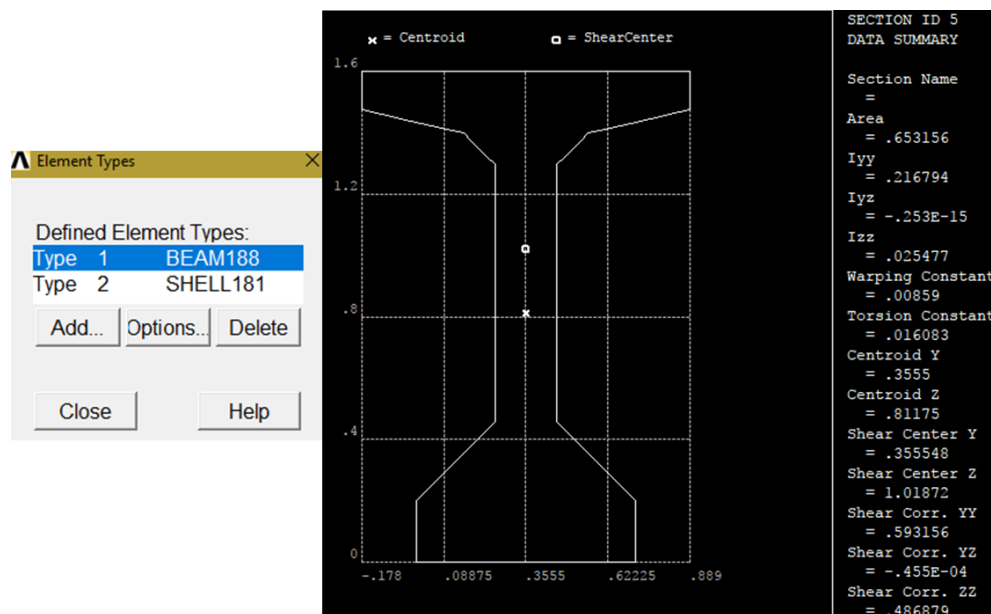


Figura 4.3 Interfaz de ANSYS APDL que muestra datos de la sección transversal de la viga AASHTO tipo 5 y los tipos de elementos asignados

Para la construcción de la geometría, se generaron parámetros escalares definidos por las ecuaciones 23 y 24, particulares de cada modelo en función de las variables de la combinación, con valores de las dimensiones y numeración de elementos. A

partir 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 a fin de posicionar las cargas. Los elementos *shell* que componen la losa se generaron 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.

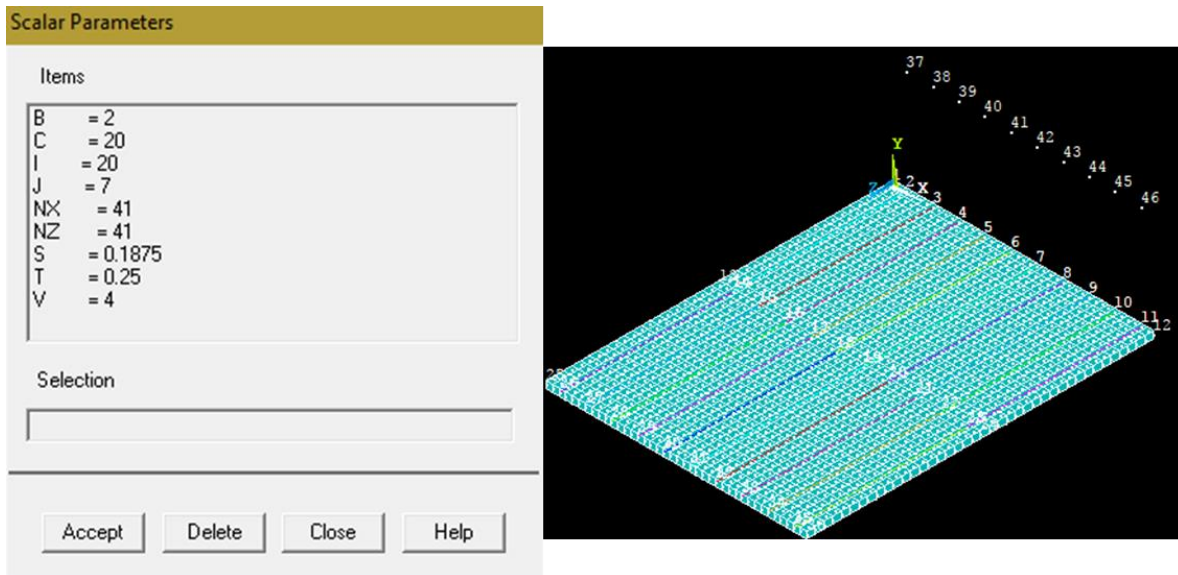


Figura 4.4 Interfaz de ANSYS APDL que muestra parámetros escalares, líneas, keypoints y elementos *shell*

La subrutina creada para la aplicación de las cargas está principalmente en función del número de elementos en ambas direcciones, el tamaño de éstos y 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 y obtener los resultados de interés. Para ello se requirió una subrutina con la que se seleccionan los nodos al centro del claro de cada una de las vigas, se almacena la deflexión en la dirección vertical en otro parámetro *array* y lo exporta en un archivo de extensión "txt". Al realizar este paso, se regresa a un punto de guardado justo antes de crear la geometría del puente y se repiten los pasos descritos a partir de ese punto hasta concluir los modelos requeridos. La decisión de exportar un archivo por cada modelo se tomó con la finalidad de evitar errores de cómputo que pudieran presentarse, así como de 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 toma todos los archivos generados para importarlos al programa en una sola matriz, la cual después se exporta como un solo archivo de texto con los resultados de todas las combinaciones.

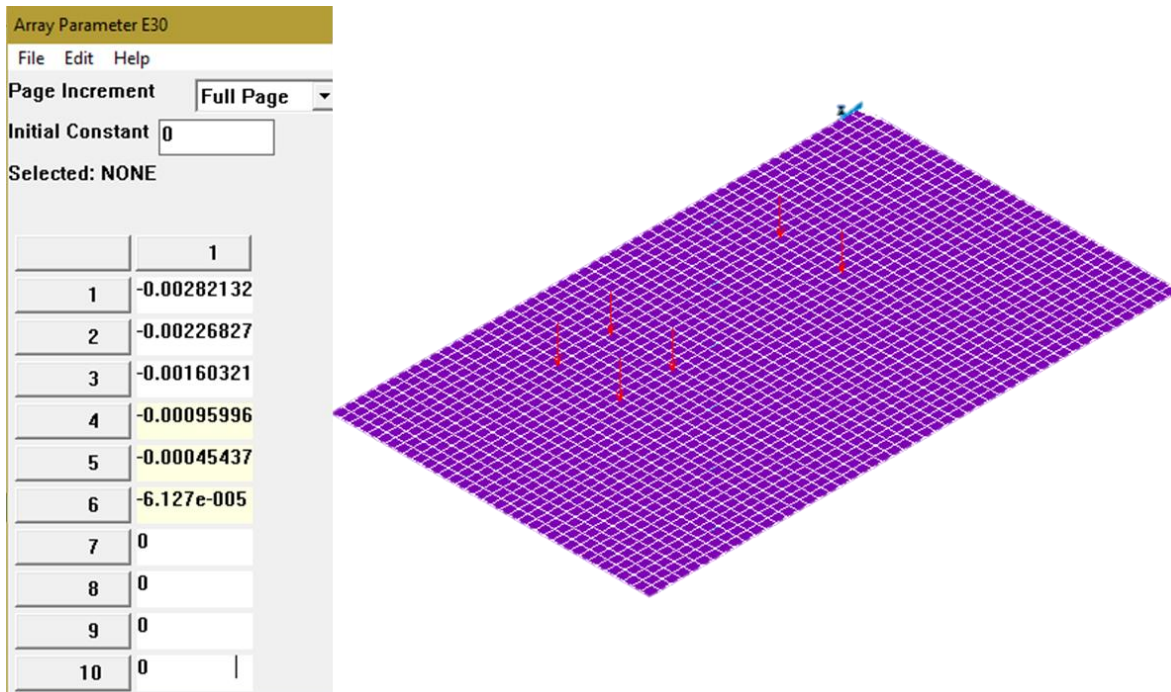
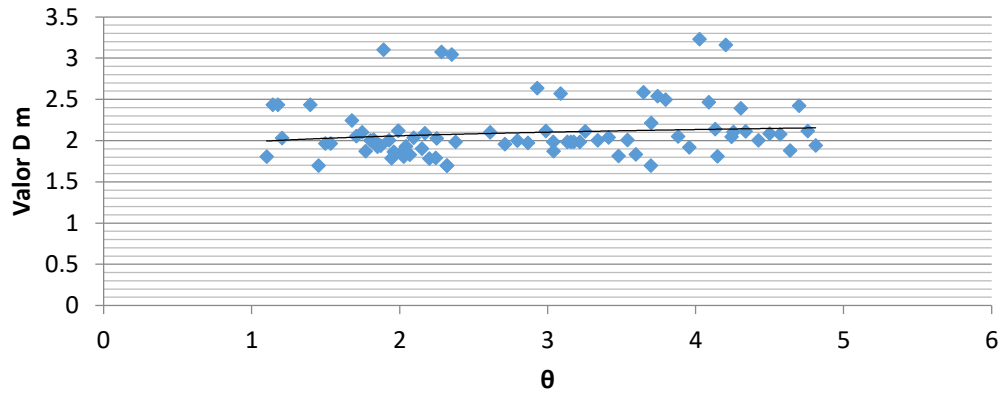


Figura 4.5 Interfaz de ANSYS APDL que muestra deflexiones resultantes en el centro del claro de las vigas en dirección vertical y el posicionamiento de las cargas vehiculares sobre la losa

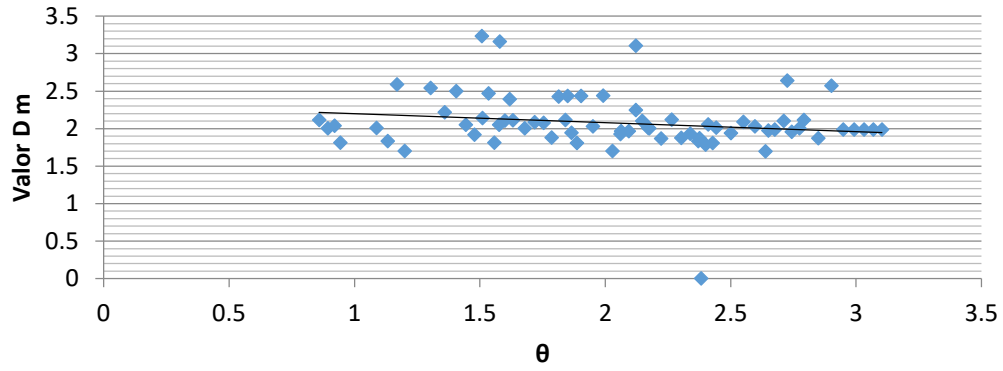
4.3 Relación θ -valor D

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 conocido 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

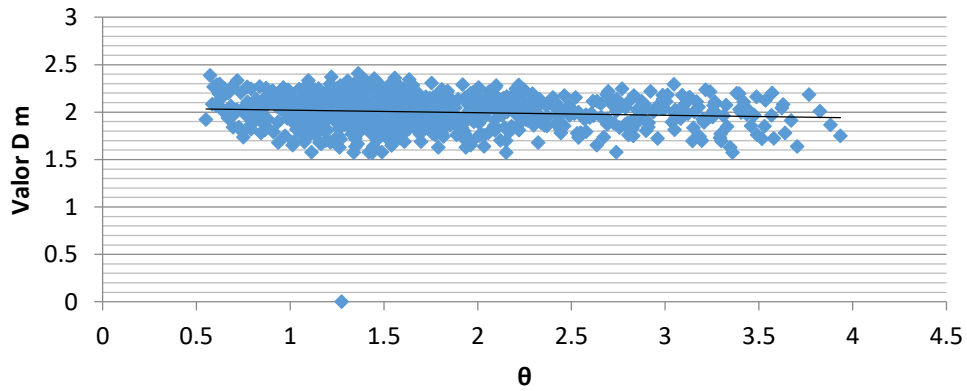


Figura 4.6 Valores D correspondientes al parámetro θ , distinguiendo para los tres vehículos de diseño

Es apreciable que para cada valor θ corresponde una variedad de valores D , que van de 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 considerando el tema de la seguridad, ya que al obtener el valor D máximo correspondiente a un valor θ , se puede asegurar que no se obtendrá un FDC más pequeño al correspondiente, y a su vez, evitar un mal dimensionamiento estructural. Este método sigue teniendo como inconveniente el cálculo de θ y la obtención de 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 los métodos de AASHTO ASD, AASHTO LRFD, OHBDC y CHBDC, además de incluir el criterio propuesto para puentes en México derivado del ANOVA. Una vez obtenidos todos los FDC, se realizó un análisis comparativo, del cual se obtuvo la diferencia en porcentaje 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 las Figura 4.7, Figura 4.8, Figura 4.9 y Figura 4.10.

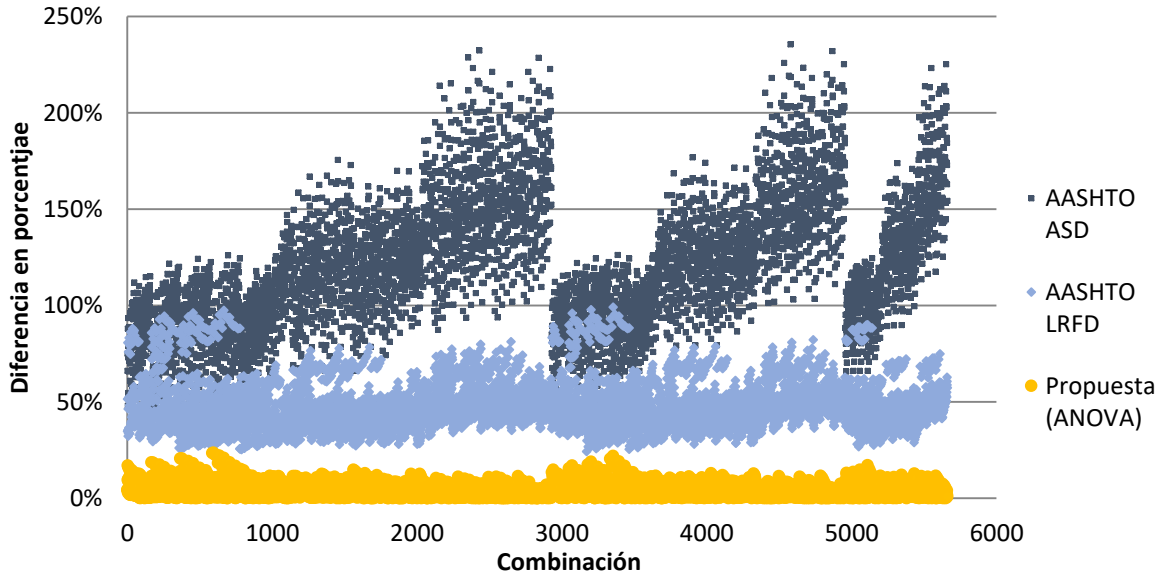


Figura 4.7 Diferencia en porcentaje para los criterios AASHTO ASD, AASHTO LRFD y la propuesta resultante del ANOVA respecto al MEF

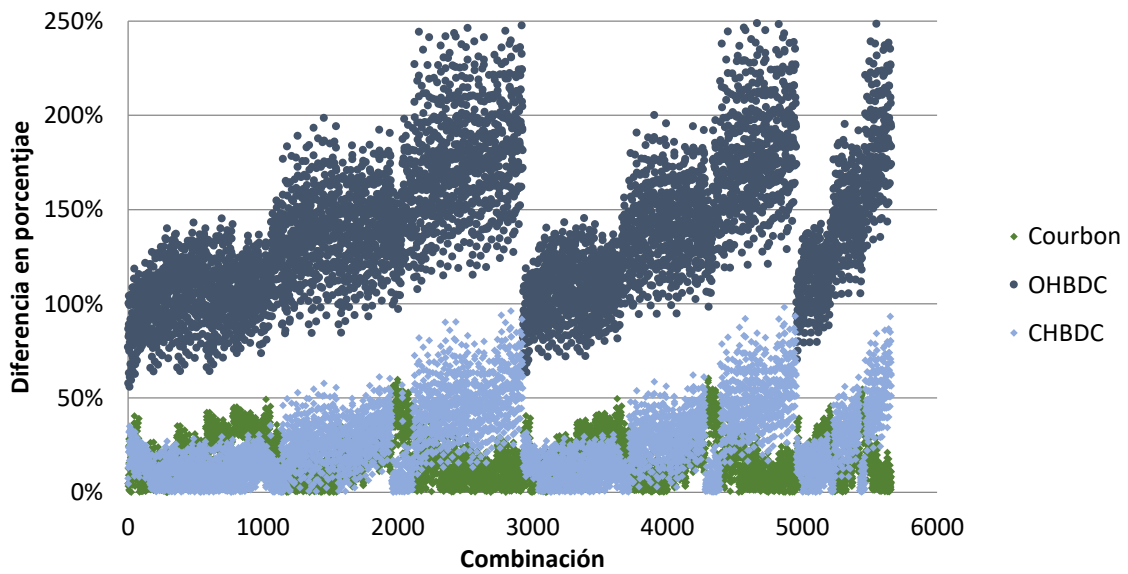


Figura 4.8 diferencia en porcentaje para los criterios OHBDC, CHBDC y el método de Courbon respecto al MEF

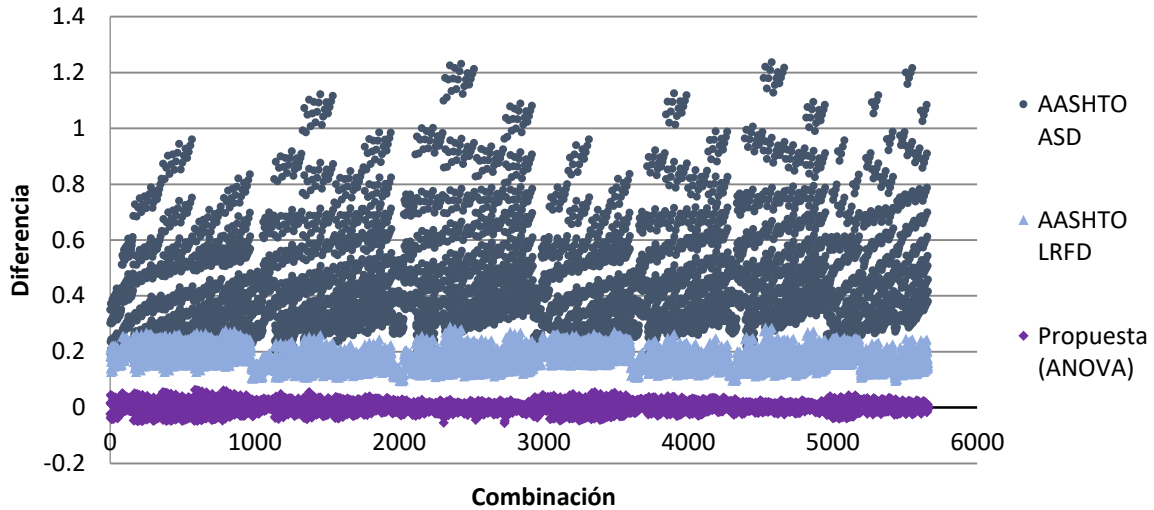


Figura 4.9 Diferencia de FDC para los criterios AASHTO ASD, AASHTO LRFD y la propuesta resultante del ANOVA respecto al MEF

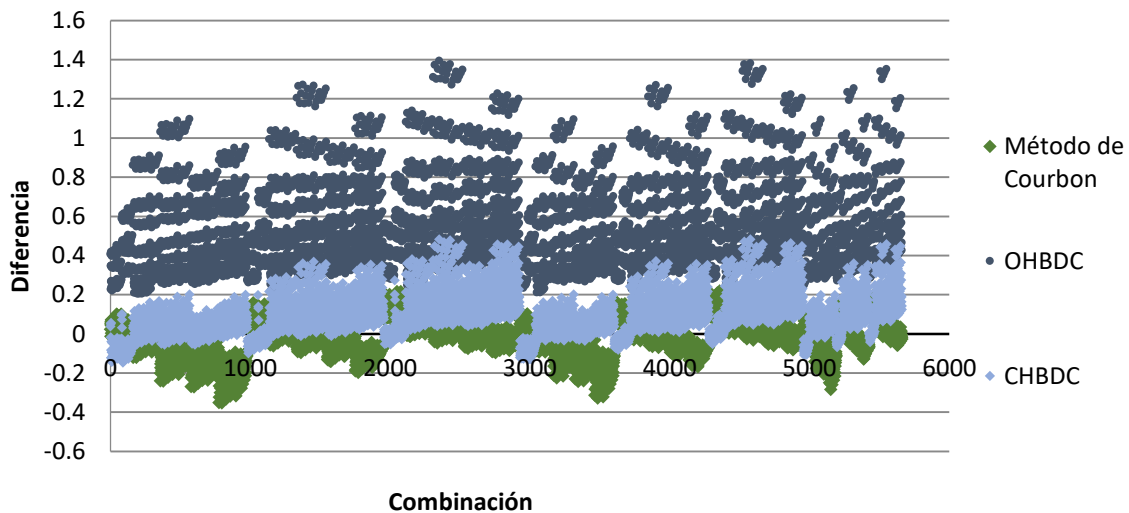


Figura 4.10 Diferencia de FDC para los criterios OHBDC, CHBDC y el método de Courbon respecto al MEF

Como se observa en las gráficas anteriores la mayoría de los métodos presentan diferencias significativas, resaltando los métodos AASHTO ASD y OHBDC, siendo estos 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 implican 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 se trata de la propuesta con la diferencia en porcentaje más pequeña, debido a que se elaboró directamente a partir de los datos obtenidos del análisis por

el MEF. En las gráficas en las que se muestra la diferencia de FDC se presenta un comportamiento similar; sin embargo, en éstas se presentan los valores negativos en los criterios que más se asemejan al MEF. Tener valores negativos significa que el FDC es menor que el obtenido mediante el MEF y, por motivos de seguridad, es posible tomar un FDC mayor, pero no un valor menor. Se podrá plantear un factor de seguridad en los métodos que presentan negativos tomando el valor negativo máximo y sumándolo a todos los valores del criterio, de tal manera que no exista ningún negativo, pero al considerarlo su diferencia en porcentaje se incrementaría. Cuando este factor se aplica a la propuesta del ANOVA, la diferencia en porcentaje sigue siendo la mínima comparada con los demás métodos. En la Tabla 4.1 se presentan la diferencia en porcentaje y diferencia de FDC promedios para cada uno de los métodos como resumen de las gráficas anteriores.

Tabla 4.1 Promedio de diferencia en porcentaje 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
Diferencia en porcentaje	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 presentan diferencias significativas, si nos enfocamos en la propuesta resultante del ANOVA, ésta presenta una diferencia promedio del 4.1%, sin embargo, aunque se trata de una diferencia respecto al MEF sigue siendo solo una aproximación del fenómeno físico real. Considerando esto, se realizó otra propuesta que toma los valores directamente de los resultados del MEF. Esta propuesta corresponde a una macro elaborada en Excel, el cual busca la combinación de variables introducida en la interfaz y como resultado muestra el FDC correspondiente a esa combinación, producto de un exhaustivo análisis por el MEF. La 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 se muestra el FDC correspondiente. La interfaz de esta propuesta se muestra en la Figura 4.11.

Las herramientas actualmente al alcance de los diseñadores estructurales y las personas involucradas en el análisis estructural, difieren en gran medida y, en muchos aspectos resultan más eficientes que 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 preparar 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.

The image shows a software window titled "FDC" with a close button 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	<input type="text"/>	De tipo I a tipo VI
Claro (m)	<input type="text"/>	De 10 a 42.5 m en intervalos de 0.5m
Ancho (m)	<input type="text"/>	De 7.5 a 20 m en intervalos de 0.5m
No. de Vigas	<input type="text"/>	De 4 a 15 vigas
Espesor de la Losa (m)	<input type="text"/>	De 10 a 30 cm en intervalos de 5 cm

An "Aceptar" (Accept) button is located at the bottom right of the input section.

Salida:

The output section contains the text "FDC" followed by an empty text box and a "Cerrar" (Close) button.

Figura 4.11 Interfaz de propuesta automatizada

5 Conclusiones

La mayoría de los diseños estructurales de puentes en México se realizan con base en normativas extranjeras, principalmente norteamericanas, 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 de tal normativa, puede observarse que este criterio se adaptó de la metodología AASHTO (1986), aunque se ha puesto enorme énfasis en que la formulación de estos criterios depende en gran medida de las configuraciones estructurales de las superestructuras de los puentes, sus materiales de composición, la configuración de los vehículos de diseño asociados a la normativa de cada país y, sin duda, los grados de confiabilidad estructural asociados, por lo que su adaptación para configuraciones particulares de otros países debe ser validadas. Esto se demuestra en los resultados presentados en la Figura 4.1, donde se observa que los puentes den México en términos de rigidez longitudinal, difieren de los puentes en Norteamérica y en Hong Kong los cuales están 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 que nos permitió conocer las estructuras representativas de México y, a su vez efectuar variados estudios en torno a los FDC empleados en puentes de México. En ellos se pudo observar que cada uno de los criterios utilizados para determinar los FDC está lejos de poderse aplicar en estas estructuras, ya que presentan diferencias promedio desde 17.5% hasta 139% en comparación con los modelos analizados mediante el MEF. En su mayoría, los criterios norteamericanos se concibieron realizando simplificaciones como la representación del tablero del puente como una placa ortótropa, lo que facilita el cálculo de la distribución transversal de carga y 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 la elaboración de estos criterios se optó por reducir estas simplificaciones al MEF, por lo que se planteó la elaboración de un criterio automatizado para determinar los FDC que se adapte a las estructuras presentes en México. Este criterio busca minimizar estas simplificaciones, al otorgar el FDC obtenido mediante la modelación por el MEF introduciendo valores de sus propiedades geométricas. Para esta propuesta, se recurre al cómputo, una de las herramientas utilizadas actualmente en el diseño de puentes, asumiendo que cada diseñador de puentes tiene acceso a un ordenador. Actualmente se realizan estudios que se enfocan en la representación de una estructura real mediante modelos de elemento finito calibrados, que se ajustan a una estructura real en específico mediante una prueba de carga. Esta prueba consiste en monitorear una estructura real sometida a algún tipo de carga y obtener datos como la deformación en sus elementos, inclinación, deflexión, aceleración, etc., con 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 esta forma podría realizarse un ajuste al modelo propuesto mediante una exhaustiva investigación en este campo.

Bibliografía

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

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

AASHTO. *American Association of State Highway and Transportation Officials. LRFD Bridg. Des. Specif. Washington*. 2007. Cuarta edición.

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

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

Bakht, B., y F. Moses. *Lateral distribution factors for highway bridges. J Struct Eng, ASCE*, vol. 114 núm. 8. 1988.

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

Crespo Sánchez, S. E., D. Rodríguez Naranjo, F. Carrión Viramontes, y J. A. Quintana. "Análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debidos a cargas vivas vehiculares." Publ. tec. núm. 398, IMT, Sanfandila, Qro. 2014.

Cusens, A. R., y R. P. Pama. *Bridge deck analysis*. 1975.

Eom, J., y A. S. Nowak. *Live load distribution for steel girder bridges*. 2001. pp. 489-497.

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

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

Hughs, E., y R. Idriss. "Live-Load Distribution Factors for Prestressed Concrete, Spread Box-Girder Bridge." *J. Bridg. Eng.* Núm. 11, pp. 573-581. doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:5(573). 2006.

Kalyanshetti, M. G., y R. P. Shriram. "Study of Effectiveness of Courbon's Theory in the Analysis of T-beam Bridges Introduction." 2013. *Indian Road Congress*, num. 4 pp. 1-4.

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

Kim, S., y A. S. Nowak. "Load distribution and impact factors for i-girder bridges." *Journal of Bridge Engineering*, vol. 2, pp. 97-104. 1997.

Lin, T. Y. *Design of Prestressed Concrete Structures*. 1982. Tercera edición.

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

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

OHBDC. *Ontario Highway Bridge Design Code*. Minist. Transp. Ontario. 1983.

OHBDC. *Ontario Highway Bridge Design Code*. Minist. Transp. Ontario. 1992.

SCT. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. "Proyecto de nuevos puentes y estructuras similares – Distribución de carga." Normativa N PRY CAR 6 07 007-04. 2004.

Stallings, J. M., y C. H. Yoo. "Tests and Ratings of Short-Span Steel Bridges." *J. Struct. Eng.* 1993. vol. 119. pp. 2150-2168, ASCE. Juliodo 1993.

Taylor, P., T. H. T. Chan, y B. Bakht. "An Introduction to Simplified Methods of Bridge Analysis for Hong Kong." *Journal HKIE transactions*, vol 2, pp. 37-41. 2013 doi:10.1080/1023697X.1995.10667674.

Villarino Otero, A. Breve resumen de la ingeniería civil. Escuela Politécnica Superior de Ávila. 2010.

Anexos

A1 Código APDL

```
/CWD, 'Destino de carpeta de lectura'
/COM, LECTURA DE COMB.
*DO,I,1,7,1
*DIM,COLU%I%,,5661
*ENDDO
*CREATE,LECTURA
*DO,I,1,7,1
*VREAD,COLU%I%,COLU%I%,TXT
(F10.0)
*ENDDO
*END
*USE,LECTURA
*DO,i,1,5661,1
*DIM,C%i%,,7
*ENDDO
*DO,i,1,5661,1
*DO,j,1,7,1
c%i%(j,1)=COLU%J%(I)

*enddo
*enddo
/COM,PROPIEDADES
/PREP7
ET,1,BEAM188
ET,2,SHELL181
/COM E DE STAAD 2214670
/COM E CORRESPONDIENTE A F'C
250 2213594.4
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,1,,2213594.4
MPDATA,PRXY,1,,.17
*DO,I,1,6,1
SECTYPE,I,BEAM,MESH
SECOFFSET,CENT
SECREAD,'VTA%i%','SECT',' ',MESH
*ENDDO
SECTYPE,7,SHELL

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

```

```

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

```

A2 Código en Excel

Código realizado en lenguaje Basic mediante Visual Basic como macro en Excel para obtener el valor del FDC mediante la coincidencia de las cinco variables, cuya interfaz se creó 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
```

A3 Interfaz de Excel para el cálculo de los parámetros de rigidez

Entrada		Salida		
Separación entre vigas	S (m)=	2.0727	Centroide	Cg (m)= 1.269
Espesor de losa	t (m)=	0.3	Momento de inercia (Secc.)	Ix (m4)= 0.502
Viga AASHTO tipo	Vt=	5	Momento de inercia (Total)	Ix (m4)= 5.521
Número de vigas	N=	11	Rigidez a la flexión long.	Dx= 536019.652
Ancho del puente	2b (m)=	22.8	Rigidez a la flexión trans.	Dy= 4980.587
Largo del puente	L (m)=	39	Rigidez a la torsión long.	Dxy= 19306.107
Módulo de elasticidad	E (T/m2)=	2213594.4	Rigidez a la torsión trans.	Dyx= 4220.837
Módulo de Poisson	v=	0.18	Parámetro θ	θ = 0.941
Módulo de cortante	G =	937963.7	Parámetro α	α = 0.228
Módulo de torsión	J =	0.016083		

Figura 0.1 Interfaz de hoja de cálculo en Excel para la obtención de los parámetros de rigidez α y θ .

A4 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 las Figura 3.8, Figura 0.2 y Figura 0.3.

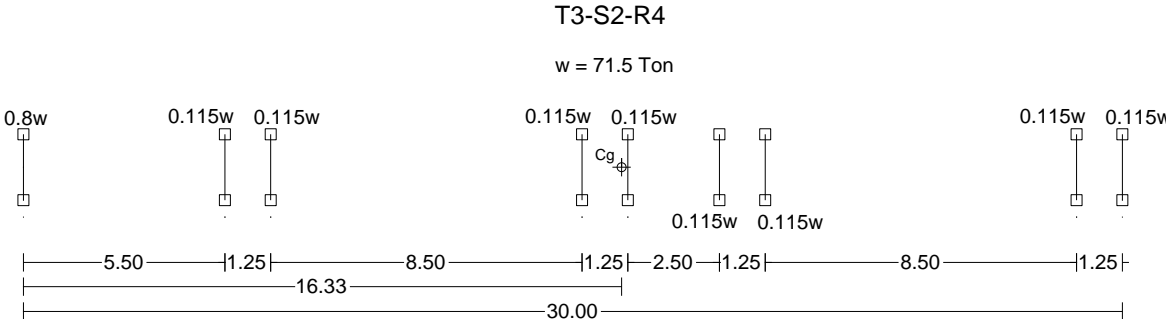


Figura 0.2 Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo T3-S2-R4 (NOM-012-SCT-2-2008).

C3

$w = 27.5 \text{ Ton}$

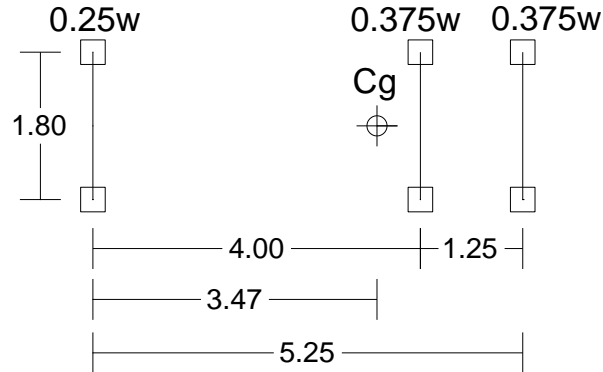


Figura 0.3 Dimensiones y pesos establecidos para el vehículo C3 (NOM-012-SCT-2-2008).

El posicionamiento transversal de los vehículos en los modelos por elemento finito en ANSYS se realizó de tal manera que la llanta del vehículo se encontrara a 80 cm del borde del tablero como se muestra en la Figura 0.4. 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 0.5.

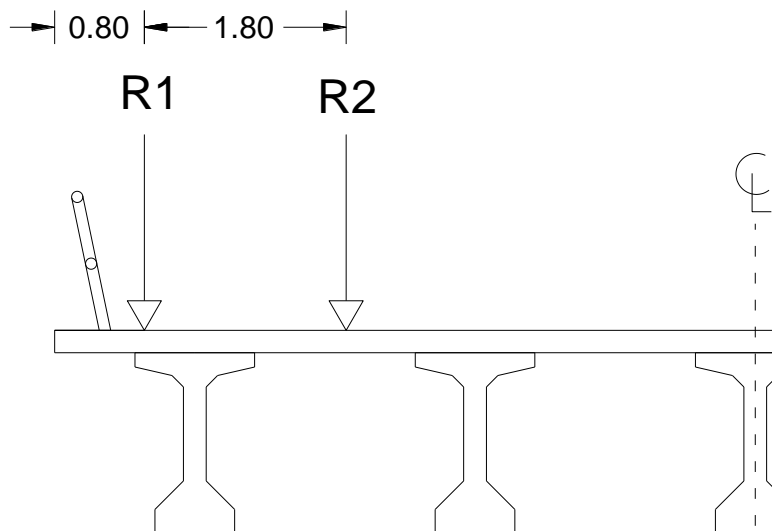


Figura 0.4 Posicionamiento transversal de los vehículos (cotas en metros)

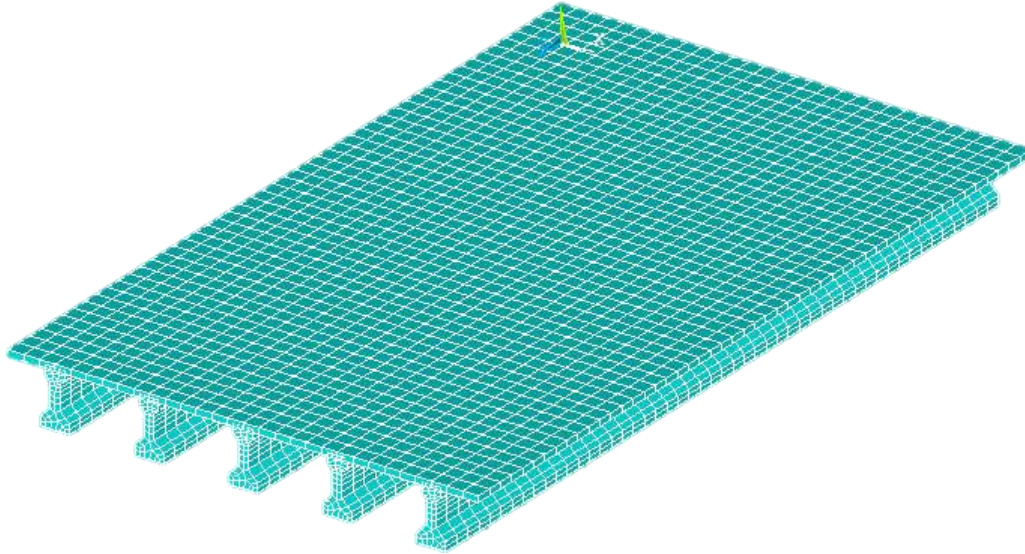


Figura 0.5 Modelo de elemento finito creado en ANSYS APDL.

A5 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

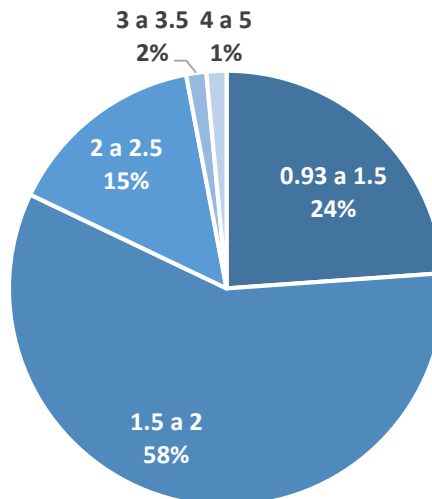


Figura 0.6 Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 7.5 a 10 m

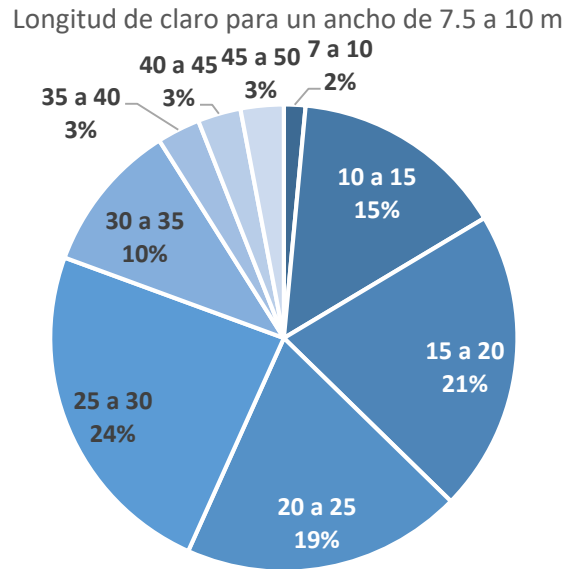


Figura 0.7 Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 7.5 a 10 m

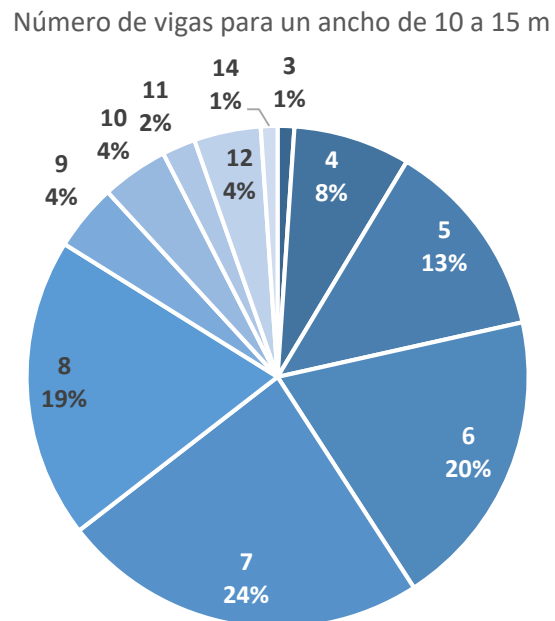


Figura 0.8 Porcentaje de puentes presforzados para diferentes números de vigas longitudinales con un ancho de 10 a 15 m

Separación entre vigas para un ancho de 10 a 15 m

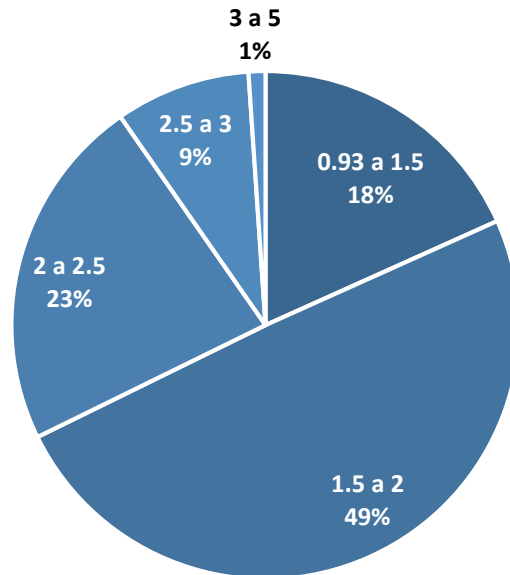


Figura 0.9 Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 10 a 15 m

Longitud de claro para un ancho de 10 a 15 m

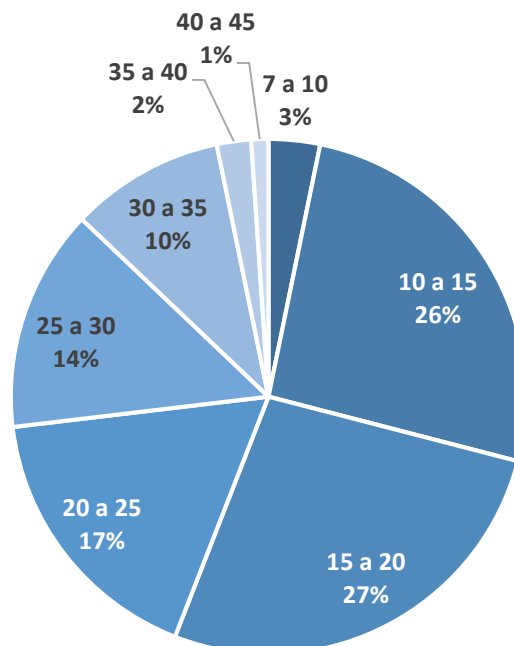


Figura 0.10 Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 10 a 15 m

Número de vigas para un ancho de 15 a 20 m

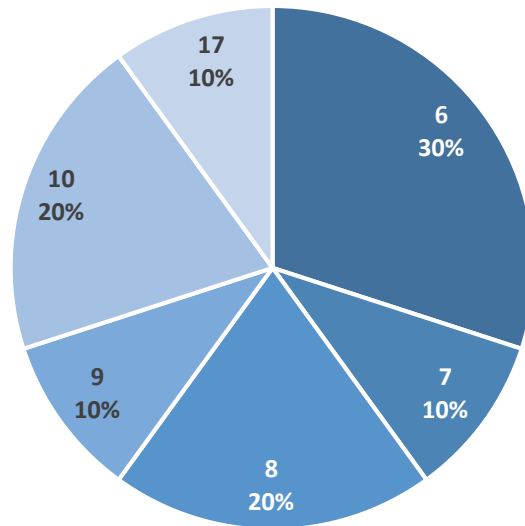


Figura 0.11 Porcentaje de puentes presforzados para diferentes números de vigas longitudinales con un ancho de 15 a 20 m

Separación entre vigas para un ancho de 15 a 20 m

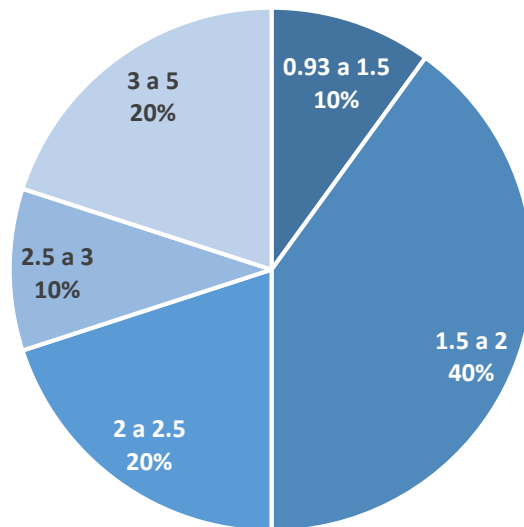


Figura 0.12 Porcentaje de puentes presforzados para diferentes separaciones entre vigas con un ancho de 15 a 20 m

Longitud de claro para un ancho de 15 a 20 m

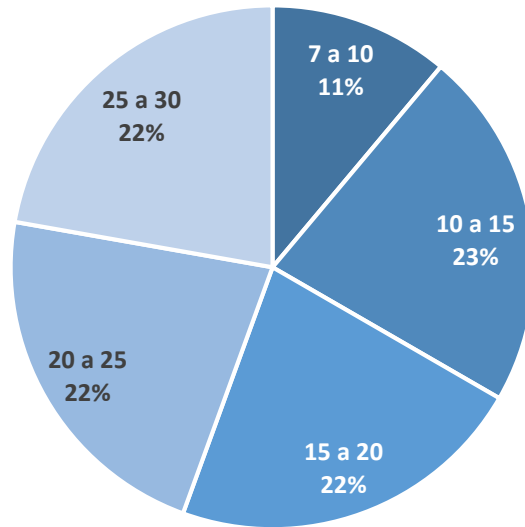


Figura 0.13 Porcentaje de puentes presforzados para diferentes longitudes de claro con un ancho de 15 a 20 m



Km 12+000 Carretera Estatal 431 "El Colorado-Galindo"
Parque Tecnológico San Fandila
Mpio. Pedro Escobedo, Querétaro, México
CP 76703
Tel +52 (442) 216 9777 ext. 2610
Fax +52 (442) 216 9671

publicaciones@imt.mx

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

Esta publicación fue desarrollada en el marco de un sistema de gestión de calidad
certificada bajo la norma ISO 9001:2015