



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

**“Análisis del deterioro estructural por fatiga y pronosis de un puente típico de concreto
utilizando simulación Monte Carlo”**

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de Maestría en Ciencias (Estructuras)

Presenta:

Saúl Enrique Crespo Sánchez

Dirigido por:

**Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández
Dr. Francisco Javier Carrión Viramontes**

SINODALES

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández
Presidente

Dr. Francisco Javier Carrión Viramontes
Secretario

Dr. Moisés Guadalupe Arroyo Contreras
Vocal

Dr. Enrique Rico García
Suplente

Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez
Suplente

Dr. Gilberto Herrera Ruíz
Director de la Facultad

Firma

Firma

Firma

Rubrica

Firma

Firma

Dr. Luis Gerardo Hernández Sandoval
Director de Investigación y
Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Noviembre 2011

RESUMEN

Todas las estructuras civiles acumulan daño gradualmente durante su vida útil, particularmente, los puentes carreteros, siendo la fatiga una de las principales causas de deterioro. En México, según el Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) más del 60% de los 7585 puentes tienen más de 30 años de servicio. Por esto, ha sido necesario desarrollar una metodología que permita analizar el deterioro estructural de puentes de concreto reforzado por efecto de fatiga, y determinar así la capacidad de carga y estimar la vida útil de estos puentes, con el objeto de optimizar y planear de mejor manera los programas de conservación para este tipo de estructuras. En esta metodología, los escenarios de carga son reproducidos mediante simulación Montecarlo en base a distribuciones estadísticas de configuración y pesos brutos vehiculares del tránsito. Las distribuciones de esfuerzos provocadas por estos escenarios de carga en el puente son obtenidos de un análisis de elementos finitos de la estructura mientras que el deterioro estructural es evaluado mediante la evolución del crecimiento de grieta en la zona más esforzada de la superestructura. Un caso de estudio es tratado con esta metodología: un puente carretero tipo, cuyos atributos geométricos representan en su mayoría al conjunto de puentes de la red federal de carreteras mexicanas, sujeto a cargas simuladas en base a distribuciones estadísticas de configuración y pesos brutos vehiculares obtenidas en el aforo y pesaje vehicular realizado en un tramo carretero representativo del país.

(Palabras clave: Deterioro estructural, Fatiga en puentes, Simulación MonteCarlo, Red Federal de Carreteras)

SUMMARY

All civil structures accumulate damage gradually during its useful life, particularly, highway bridges, being fatigue one of the main causes of its damage. In Mexico, according to the “Sistema de Puentes de México” (SIPUMEX) more than 60% of the 7585 bridges have more than 30 years of service. Due to this, it has been necessary to develop a methodology that allows to analyze the structural damage in concrete bridges reinforced by the fatigue effect, and determine then the load capacity and estimate the useful life of these bridges, in order to optimize and plan better programs for the conservation of such structures. In this methodology, load scenarios are reproduced through Montecarlo simulation based on distributions of statistical configuration and gross vehicle weight of transit. The distribution of stresses caused by these load scenarios on the bridge are obtained from an analysis of finite elements of the structure while the structural damage is evaluated through the evolution of crack growth in the most strenuous of the superstructure. A study case is treated with this methodology: a highway bridge type, whose geometric attributes represent in its majority the set of bridges of the Mexican federal highway network, subject to simulated loads based on distributions of statistical configuration and gross vehicle weight obtained in the capacity and vehicular weighing carried out in a representative road segment of the country.

(Keywords: Structural deterioration, Bridges fatigue, MonteCarlo Simulation, Mexican Federal Highway Network)

A mis grandes héroes,
Mis padres.

AGRADECIMIENTOS

-Al Dr. Francisco Carrión Viramontes, por toda la confianza y el apoyo brindado en la elaboración de este proyecto.

-Al Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez por su valiosa ayuda y comentarios durante la realización del proyecto, al Dr. José Alfredo López López por su apoyo, y en general, a la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte por la oportunidad de llevar a cabo este proyecto.

ÍNDICE

	Página
I INTRODUCCIÓN	
1.1 Justificación	1
1.2 Descripción del problema	4
1.3 Hipótesis	6
1.4 Objetivo general	6
1.4.1 Objetivos particulares	6
1.5 Contenido de tesis	7
II REVISIÓN DE LITERATURA	
2.1 Mecanismos de deterioro del concreto	8
2.2 Fenómeno de fatiga	10
2.3 Modelos de deterioro por fatiga	11
2.4 Método de elementos finitos	15
2.5 Simulación MonteCarlo	16
2.6 Técnicas de detección de daño estructural	17
III METODOLOGÍA	
3.1 Atributos geométricos y composición de puente tipo.	23
3.2 Análisis de Aforo vehicular	26
3.3 Crecimiento del flujo vehicular	30
3.4 Determinación de escenarios de carga mediante simulación Monte Carlo.	31
3.5 Modelo del puente	33
3.6 Carga viva por tráfico vehicular	34
3.7 Obtención de esfuerzos en vigas de superestructura	38
3.8 Evaluación de deterioro estructural en la superestructura	39
IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN	41
V APÉNDICES	61

INDICE DE CUADROS

Cuadro		Página
3.1	Condiciones de carga registradas	27
3.2	Peso Bruto Vehicular en vehículos vacíos	27
3.3	Porcentajes de Pesos Brutos Vehiculares por eje	28
3.4	Porcentajes de ocupación vehicular por carril	29
3.5	Porcentajes de ocupación por cantidad de vehículos	44
3.6	Número de vehículos por configuración	44
3.7	Número de ciclos por configuración	48
3.8	Número de ciclos totales	48

INDICE DE FIGURAS

Figura		Página
1.1	Edad de puentes, (SIPUMEX, 2010)	2
1.2	Tránsito Promedio Diario Anual, total de vehículos, (Anuarios estadísticos, SCT)	3
1.3	Calificaciones de condición estructural de superestructura de puentes (SIPUMEX, 2010)	5
1.4	Calificaciones promedio de condición estructural de superestructura de puentes (SIPUMEX, 2010)	5
2.1	Parámetros en el agrietamiento del concreto por corrosión del acero (Torres, 1999)	8
2.2	Análisis de modelos de Paris y Slowik (a) variación en σ_{ISUP} , (b) variación en σ_{IMAX}	13
3.1	Croquis de superestructura de puente	24
3.2	Detalle de armado de superestructura de puente	24
3.3	Configuración vehicular: Carril de baja velocidad	26
3.4	Configuración vehicular: Carril de alta velocidad	26
3.5	Proyecciones de tránsito diario	29
3.6	Esquema de programa de simulación Monte Carlo para la obtención de esfuerzos en superestructura.	31
3.7	Esquema de superestructura	32
3.8	Notación para series de cargas puntuales y su espaciamiento.	33
3.9	Tren de cargas de vehículo ligero en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.	34
3.10	Tren de cargas de C2 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.	35

Figura	Página
3.11 Tren de cargas de C3 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.	35
3.12 Tren de cargas de T3-S2 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.	36
3.13 Tren de cargas de T3-S3 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.	36
3.14 Tren de cargas de T3-S2-R4 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.	36
3.15 Sección transversal de superestructura	37
3.16 Proceso para la evaluación del deterioro estructural	39
4.1 Efecto del paso de vehículo C2 en la viga de la superestructura analizada.	40
4.2 Efecto del paso de vehículo C3 en la viga de la superestructura analizada.	41
4.3 Efecto del paso de vehículo T3-S2 en la viga de la superestructura analizada	41
4.4 Efecto del paso de vehículo T3-S3 en la viga de la superestructura analizada.	42
4.5 Efecto del paso de vehículo T3-S2-R4 en la viga de la superestructura analizada.	42
4.6 Crecimiento del tránsito vehicular proyectado.	43
4.7 Distribuciones de probabilidad de esfuerzos considerando tasa de crecimiento del flujo del 2%, (a) Condición actual, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años.	45
4.8 Distribuciones de probabilidad de esfuerzos considerando tasa de crecimiento del flujo del 4%, (a) Condición actual, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años.	46
4.9 Distribuciones de probabilidad de esfuerzos considerando tasa de crecimiento del flujo del 6%, (a) Condición actual, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años.	47

Figura		Página
4.10	Distribuciones de probabilidad de defectos en mm, Modelo de Paris, (a) Condición inicial, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años.	49
4.11	Distribuciones de probabilidad de defectos en mm, Modelo de Slowik, (a) Condición inicial, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años.	50
4.12	Porcentaje de defectos que rebasan el tamaño de grieta crítico.	51

I. INTRODUCCIÓN

Todas las estructuras acumulan daño gradualmente durante su vida útil. En general, cualquier estructura es susceptible de presentar fallas, ya que las condiciones reales de servicio y/o las características de los materiales, pueden discrepar de las que esperaba el diseñador. Una de las acciones a las que se atribuyen la falla en diversas estructuras es la fatiga, esta se define como el daño de un material resultante de la aplicación de esfuerzos repetitivos (carga cíclica) (Torres, 2007). El deterioro por fatiga se inicia con defectos o micro-grietas que actúan como zonas de concentración de esfuerzos, generando la aparición y propagación de grietas. Específicamente, una grieta de fatiga se puede iniciar en cualquier lugar de un componente donde el esfuerzo y la deformación sean lo suficientemente altos para causar un deslizamiento alterno continuo, luego sigue un periodo de propagación, también por deslizamiento alterno, hasta que la grieta alcanza un tamaño crítico, en consecuencia la vida de fatiga de un componente estructural por iniciación y propagación de una grieta es igual a la suma de la fase de iniciación y de propagación. Cuando un componente contiene una imperfección tipo grieta se reduce o elimina la vida de la fase de iniciación (Hernández, 2002).

1.1 Justificación

Las estructuras están expuestas a condiciones de carga que pueden causar diferentes niveles de daño durante su vida de diseño. La fatiga es uno de los tipos de daño más comunes en las estructuras cuando están sujetas a patrones de cargas cíclicas o repetitivas (Torres, 2007).

Los puentes carreteros son estructuras susceptibles al deterioro por efectos de fatiga debido a las condiciones de carga a la que están sometidos (cargas dinámicas cíclicas), pudiendo ser éstas responsables de fallas importantes debido a su efecto degradante en la rigidez de los mismos, llevándolos al colapso, incluso antes de haber alcanzado su resistencia.

Según el departamento de transporte de EE.UU. (FHWA Report, 1989), se estima que en ese país existían cerca de 545 000 puentes carreteros, de los cuales el 41% está estructuralmente dañado o su funcionamiento era obsoleto. Este fenómeno se reproduce a nivel mundial, siendo la principal causa el hecho de que la mayoría de ellos tienen más de 20 años de servicio, aunado a que en los últimos años los flujos vehiculares se han incrementado considerablemente, al igual que la capacidad de carga de los vehículos.

Nuestro país no se escapa de este panorama, es por esto que Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), Comisión Nacional de Electricidad (CFE) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) tienen sus propios programas de conservación de puentes. El más ambicioso de estos programas fue implantado por SCT, firmado en 1992 con el Directorio Danés de Carreteras. Este programa lleva como nombre SIPUMEX, el cual permite contar con un inventario de la totalidad de los puentes de la Red Federal de Carreteras, en el que se incluyen las características, ubicación y estado físico. Según la última entrega del programa SIPUMEX (Marzo, 2010), de los 7585 puentes evaluados en el sistema, el 61.75% de ellos fue construido entre los años 1931 y 1980, es decir, este porcentaje de puentes oscila entre los 80 y 30 años de servicio (figura 1.1).

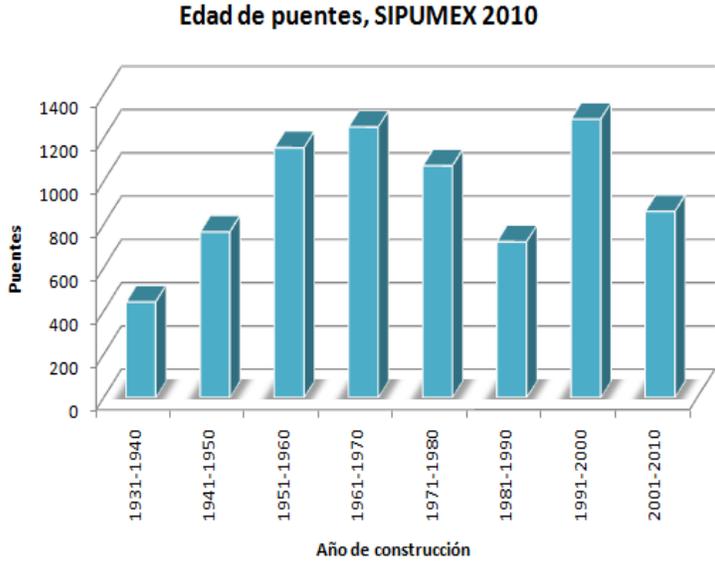


Figura 1.1 Edad de puentes, (SIPUMEX, 2010)

Esto, aunado a que en los últimos años, el desarrollo tecnológico ha propiciado la aparición de vehículos cada vez más pesados en respuesta a la demanda de los

transportistas que encuentran más lucrativa la operación de vehículos de mayor peso y, por otra parte, el desarrollo económico reflejado en un notable incremento del parque vehicular (Fig.1.2), nos lleva a reconocer la necesidad de estudiar el efecto de estos nuevos escenarios de cargas en este tipo de estructuras.

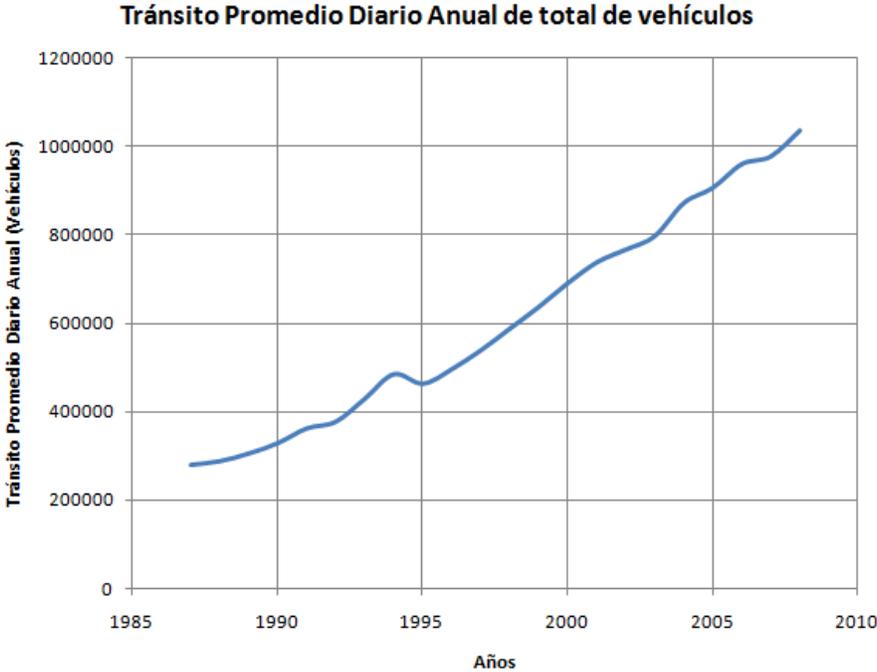


Figura 1.2 Tránsito Promedio Diario Anual, total de vehículos, (Anuarios estadísticos, SCT)

Una explicación de la operación adecuada de estas estructuras a pesar de los factores adversos antes descritos, se da argumentando que la mayoría de éstas, fueron diseñadas con criterios de diseño muy conservadores; no obstante, es claro el riesgo al que están sujetas de seguir aumentando los flujos y las capacidades de los vehículos que circulan sobre ellas, además del considerable rezago en su conservación, un factor más en el deterioro físico de las mismas.

1.2 Descripción del problema

En nuestro país, la necesidad de conservar el inventario de puentes de la Red Federal de Carreteras ha llevado a proponer el esquema de un sistema de administración de puentes, que no solo contenga información relevante de los puentes, sino que incorpore módulos de capacidad de carga y vida útil, además de módulos económicos en la estimación de costos de rehabilitación y un modelo de asignación de prioridades de conservación, basándose en información objetiva, actualizada y completa del estado de las estructuras (Carrión, 2006).

Existen técnicas con el potencial para evaluar de una manera global estas estructuras: el análisis de vibraciones y el análisis modal. En ambos casos, el monitoreo se realiza mediante el análisis de oscilaciones en el comportamiento característico de vibración a través de la frecuencia natural, razón de amortiguamiento y formas modales. Estas técnicas han resultado ser muy efectivas para el estudio de estas estructuras, actualmente es posible establecer criterios de mantenimiento predictivo, con base en los cuales se predicen fallas mecánicas y las causas de las mismas. Sin embargo, estas técnicas presentan la dificultad de que se requieren fuerzas de excitación de gran magnitud, proporcionales al tamaño de la estructura que se va a excitar, además de la utilización de un número considerable de sensores para realizar las mediciones.

En un esfuerzo por obtener información sobre la condición estructural del inventario de puentes de la Red Federal de Carreteras, en el Sistema de Puentes Mexicanos, se llevaron a cabo inspecciones visuales con el fin de determinar un índice de calificación de la condición estructural de los diferentes componentes de los puentes (subestructura, pilas, superestructura, etc.) y del puente en general, ponderando las calificaciones de sus componentes. La escala de las calificaciones empleada va de 0 a 5, donde la calificación 0 denota condiciones excelentes y la calificación 5 una condición crítica del puente. A continuación se muestran los resultados del análisis de estas calificaciones con respecto a la edad de los puentes registrados en SIPUMEX.

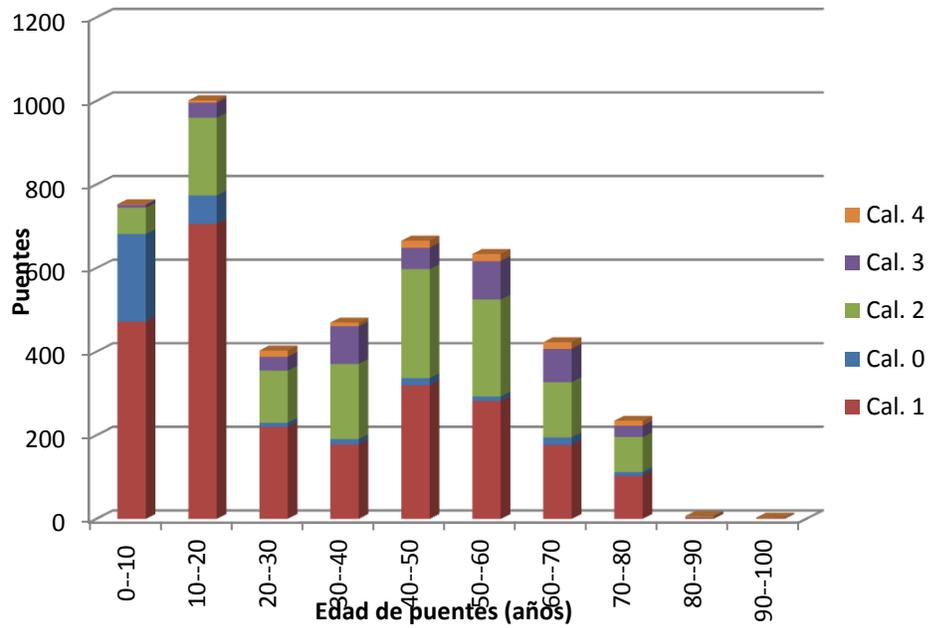


Figura 1.3 Calificaciones de condición estructural de superestructura de puentes (SIPUMEX, 2010)

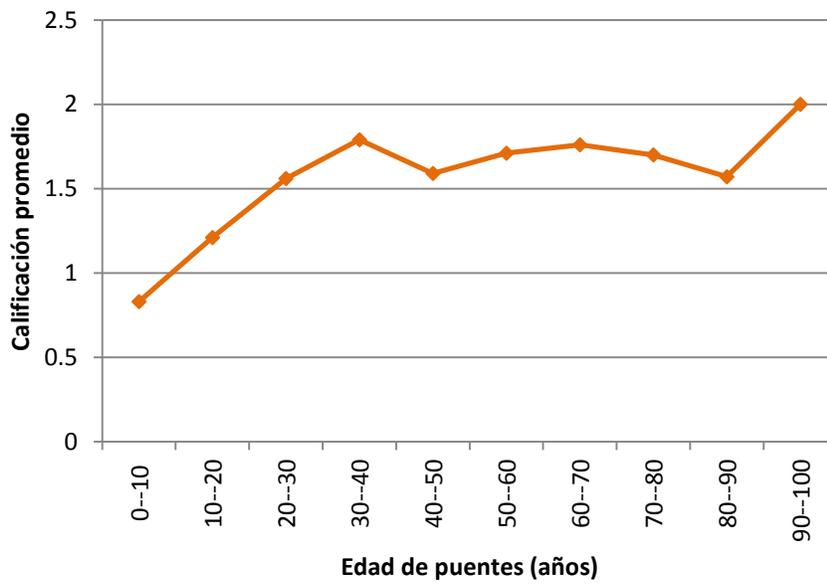


Figura 1.4 Calificaciones promedio de condición estructural de superestructura de puentes (SIPUMEX, 2010)

En la figura 1.3, pueden observarse las calificaciones de la condición estructural de la superestructura de los puentes de la Red Federal de Carreteras relacionadas con la edad de éstos, mientras que en la figura 1.4, puede verse el valor promedio de estas calificaciones de acuerdo a las edades. En ésta última, es importante notar el salto de un punto en la escala de calificaciones en 30 años de servicio de la superestructura, mostrando el deterioro generado en ese periodo de tiempo. De aquí, la importancia de formular una metodología que permita sin intervención física alguna, predecir mediante simulación, los efectos que generará el tráfico vehicular en nuestro país sobre este tipo de estructuras, las cuales en un gran porcentaje rebasan ese periodo de vida.

1.3 Hipótesis

Es posible evaluar el deterioro estructural de piezas de la superestructura de puentes de concreto reforzado sujetas a efectos de fatiga por medio de simulación MonteCarlo con datos obtenidos de estudios de pesos de vehículos en carreteras de México.

1.4 Objetivo general

Desarrollar una metodología con la cual se logre evaluar el deterioro estructural de un puente sujeto a efectos de fatiga, provocados por la acción del tránsito vehicular, mediante la simulación de escenarios de tráfico reales presentados en México.

1.4.1 Objetivos particulares

- Determinar los atributos de una estructura puente “tipo” representativa del conjunto de puentes de nuestro país analizando la base de datos del Sistema de Puentes de México (SIPUMEX).

-Analizar la evolución histórica del tránsito en las carreteras de México (Volúmenes composición y cargas) con el fin de proyectar condiciones de carga futuras.

-Determinar el deterioro por fatiga utilizando simulación Montecarlo y modelos de elementos finitos.

1.5 Contenido de tesis

En el segundo capítulo se plantea una descripción de los distintos mecanismos de deterioro en el concreto, enfatizando el mecanismo de deterioro por fatiga, el cual es considerado para la evaluación del deterioro de los puentes carreteros, además, se plantean los distintos modelos de deterioro por fatiga en concreto. Por otro lado, se describe de manera general la técnica de simulación Monte Carlo y el método de elementos finitos. En el tercer capítulo es descrita la metodología propuesta para la evaluación del deterioro, desde la determinación de los atributos geométricos del puente tipo de acuerdo a la base de datos de SIPUMEX, el análisis del tránsito vehicular y su evolución en el tiempo, hasta la determinación de los escenarios de carga mediante la simulación Monte Carlo, la obtención de esfuerzos en la superestructura y el análisis del deterioro de la misma. Por último, se presentan en el cuarto capítulo los resultados obtenidos de este análisis y se realiza una discusión de los mismos. Al final, se presentan apéndices con los análisis estadísticos realizados, el diseño de la superestructura, y el programa elaborado para la simulación de los eventos.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Mecanismos de deterioro del concreto

En general, los factores que contribuyen al deterioro de estructuras de concreto, asociados con la carga y las condiciones ambientales pueden clasificarse en:

- *Efectos mecánicos.* Resultan en un daño acumulado que se manifiesta en agrietamiento en el concreto, fracturas, daños en el refuerzo y desprendimiento del recubrimiento en las piezas.
- *Efectos físicos.* Incluyen el agrietamiento por contracción del concreto, gradientes de temperatura repentinos, y presiones debidas a la recristalización de las sales en los poros.
- *Efectos químicos.* Incluyen la contaminación por cloruros, reacción álcali-silica y el ataque de sulfatos y ácidos, resultando generalmente en reacciones expansivas y daño subsecuente en el concreto (Buyukozturk).
- *Efectos electroquímicos.* Incluyen la corrosión del acero de refuerzo cuya capa protectora se comienza a despasivar por la carbonatación y el ataque de los cloruros (Torres, 2001).

El deterioro estructural de puentes carreteros es un proceso complejo ya que varía principalmente con la aplicación de las cargas, las condiciones ambientales, el diseño inicial y su construcción, el comportamiento real del sistema estructural y la calidad de los materiales utilizados, entre otros (Lounis, 2002). Sin embargo, se ha reconocido que los ambientes corrosivos y las condiciones de carga cíclicas son las principales causas de deterioro en las estructuras de concreto reforzado. Por un lado, la corrosión, forma más común de deterioro del acero, la cual consiste en la desintegración del material como resultado de acciones químicas y electroquímicas. Por el otro, la fatiga, daño resultante de la aplicación de esfuerzos repetitivos (carga cíclica) (Bastidas-Arteaga, 2009).

La corrosión es el daño que sufren los materiales por el transporte de iones debido a la diferencia de potencial, en el material mismo o entre este y el medio que lo rodea, deteriorando las propiedades del material (Costa, 2005). La corrosión puede ser uniforme y localizada, la primera se desarrolla a una misma velocidad en toda la superficie del material, mientras que la segunda es un ataque acelerado de una posición superficial determinada (Cortes, 2008). Cuando el acero embebido en el concreto se corroe, se reduce la sección de la barra de acero, ya que el hierro contenido en el acero reacciona con el oxígeno presente y se forma una capa de productos de corrosión en el perímetro de la misma, como el volumen ocupado por dicho óxido es mayor que el que ocupaba el acero original se crean presiones contra el concreto que rodea al acero, propiciando la formación de grietas y desprendimientos en el concreto (Torres, 2001).

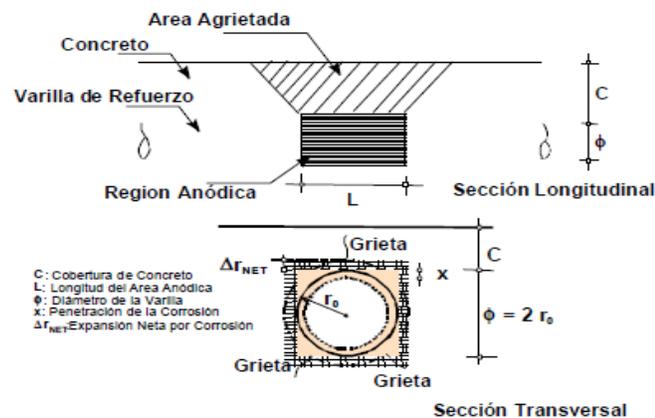


Fig. 2.1 Parámetros en el agrietamiento del concreto por corrosión del acero (Torres, 1999)

Por otro lado, las estructuras están expuestas a condiciones de carga que pueden causar diferentes niveles de daño durante su vida de diseño. La fatiga es uno de los tipos de daño más comunes en las estructuras cuando están sujetas a patrones de cargas cíclicas o repetitivas (Torres, 2007). El daño por fatiga comienza con el agrietamiento que se presenta en el elemento estructural y puede continuar con su crecimiento y con la iniciación de otras grietas (Etube, 2001).

A principios de 1960, Paris (Paris, 1960 & 1961) demostró que la mecánica de fractura es una herramienta útil para caracterizar el crecimiento de grietas por fatiga. Desde entonces, la aplicación de la mecánica de fractura a los problemas de fatiga se ha

convertido en una práctica común, sin embargo, hay todavía un buen número de cuestiones controversiales y preguntas sin respuesta en este campo (Anderson, 2001).

Algunos estudios experimentales (Schlafli, 1998) han demostrado la importancia del proceso de fatiga en la falla final e influencia en las condiciones de servicio de elementos estructurales con carga externa de gran amplitud cuando el esfuerzo del concreto sobrepasa el 55-60% de la resistencia estática (Zanuy, 2007).

2.2 Fenómeno de fatiga

Mientras que un elemento de concreto puede estar seguro contra el colapso (estado límite último), deformaciones excesivas pueden presentarse debido al daño progresivo provocado por cargas de fatiga (Rao, 2004). Una de las consecuencias de estas deformaciones excesivas es el agrietamiento, el cual es uno de los más importantes límites de serviciabilidad considerados en el diseño de elementos de concreto reforzado (Rao, 1991).

El crecimiento progresivo de la grieta bajo cargas cíclicas influye en el comportamiento del elemento, provocando cambios significativos en las propiedades mecánicas de los materiales que lo componen (resistencia, dureza, rigidez, etc.) que finalmente pueden llevarlo al colapso (Carpinteri, 2004), el daño progresivo por fatiga también es también indicado por la reducción de la pendiente de la curva esfuerzo deformación conforme se incrementa el número de ciclos de carga, además del microagrietamiento la carga de fatiga causa cambios en la estructura de poro de la pasta de cemento del concreto (ACI, 1974).

Es importante hacer notar que en concreto reforzado el problema es todavía más complejo, ya que una vez que una grieta se ha abierto durante la carga de fatiga, la pérdida de agregado puede impedir que la grieta se cierre, además, en este material heterogéneo, la interacción entre el concreto y el acero debe ser considerada (Neild, 2002).

2.3 Modelos de deterioro por fatiga

El estudio de los mecanismos y procesos de propagación de grietas en sólidos, así como la distribución de esfuerzos y deformaciones que ocurren en un material agrietado o con discontinuidades, es tratado por la Mecánica de Fractura Elástica Lineal, propuesta por Griffith en 1920, con su criterio energético de propagación de grietas (Hernández, 2002). El llamado esfuerzo de fractura de Griffith se plantea en la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{2TE}{\pi c}} \quad (Ec. 1)$$

En donde T es la energía específica de superficie y c es la longitud de la grieta y E el módulo elástico del material en cuestión (Kaplan, 1961). Años más tarde, Irwin desarrolló uno de los más importantes avances de la mecánica de fractura al formular que la distribución de esfuerzos alrededor de la punta de la grieta está dado por

$$\sigma_{ij} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}(\theta) \quad (Ec. 2)$$

Donde $f_{ij}(\theta)$ es una función conocida de θ y K_I es el factor de intensidad de esfuerzos para el modo I de agrietamiento y se puede expresar como:

$$K_I = \beta\sigma\sqrt{a} \quad (Ec. 3)$$

Donde a es la longitud de la grieta inicial y β es un factor adimensional que para un elemento de tamaño finito depende de la longitud de la grieta y de la geometría del cuerpo sometido a esfuerzo, que de manera general se expresa como la longitud L de una de sus dimensiones (Hernández, 2002).

Existen una cantidad considerable de modelos que describen esta relación, teniendo como base la llamada ecuación de propagación de grietas de Paris (Paris, 1960), la cual está dada por:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^n \quad (Ec. 4)$$

Donde C y n son constantes que dependen del material, y ΔK , es la variación del factor de intensidad de esfuerzo en un ciclo de carga.

Dos de las leyes más comúnmente usadas basadas en la ley de Paris son la ley de Walker (Walker, 1970) y la ley de Forman (Foreman, 1967). Por un lado la ley de Walker está descrita por la siguiente expresión:

$$\frac{da}{dN} = CK_{I_{max}}^m \Delta K_I^n \quad (Ec. 5)$$

Donde $K_{I_{max}}$ es el factor de intensidad de esfuerzos correspondiente límite de carga por fatiga más alto y C , m y n son parámetros correspondientes al material. Mientras que la ley de Forman está dada por:

$$\frac{da}{dN} = \frac{K_{I_{max}}^m \Delta K_I^m}{K_{IC} - K_{max}} \quad (Ec. 6)$$

Sin embargo, fueron Bazant y Xu (Bazant, 1991) quienes propusieron la siguiente modificación a la ley de Paris, para su aplicación en concreto:

$$\frac{da}{dN} = C \left(\frac{\Delta K_I}{K_{IC}} \right)^n \quad (Ec. 7)$$

Donde

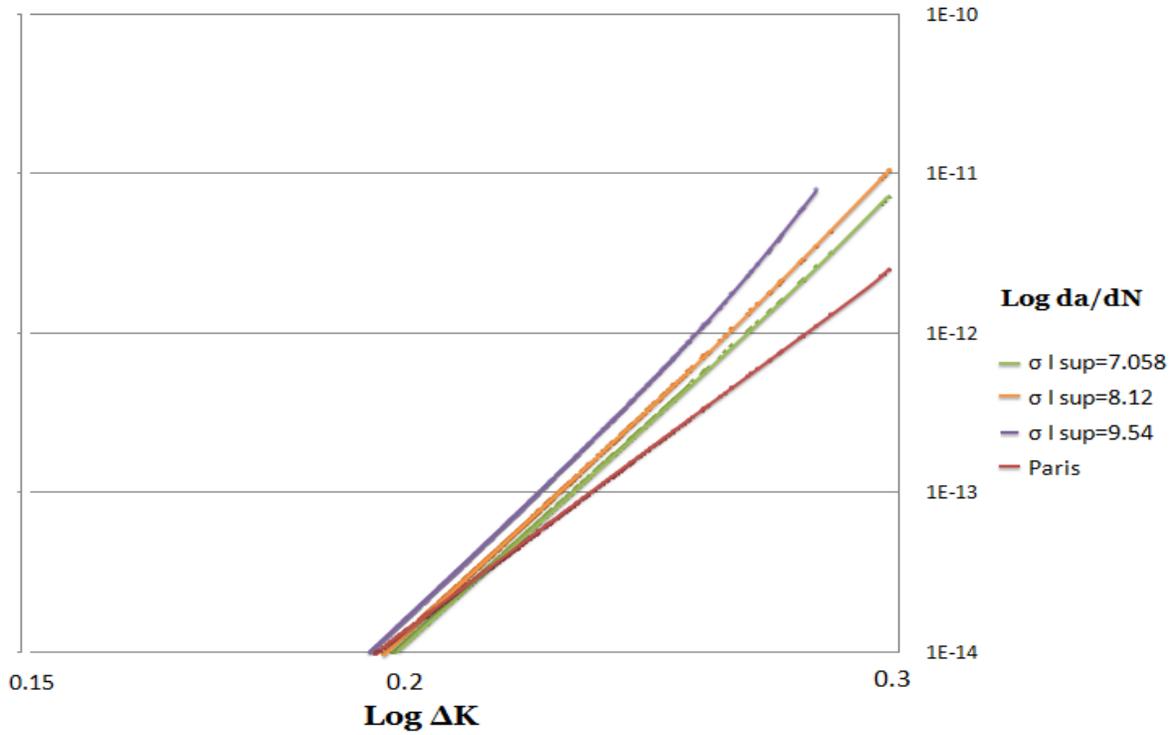
$$K_{IC} = K_{If} \left(\frac{\beta}{1 + \beta} \right)^{\frac{1}{2}}; \quad \beta = \frac{d}{d_0} \quad (Ecs. 8 y 9)$$

K_{If} es la tenacidad a la fractura de una estructura infinitamente grande, d es la dimensión característica de la estructura y d_0 es una constante empírica. La constante C no necesita ser ajustado si ΔK_I lo ha sido. Esta propuesta ha sido validada para cargas de amplitud constante y un rango de carga particular (Bazant, 1991). Slowik (Slowik, 1996) y

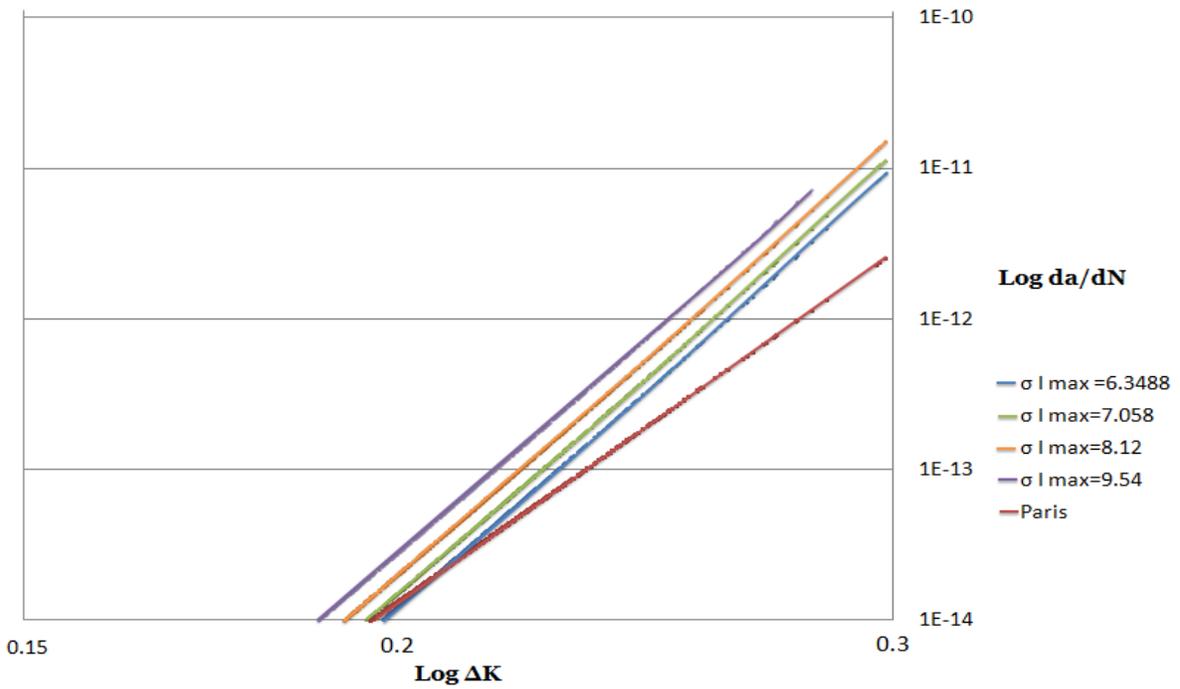
sus colaboradores, desarrollaron un modelo elástico lineal simplificado basado también en la ley de París. El cual describe el incremento de la longitud de grieta equivalente a en la región en la que $K_I < K_{IC}$ y se enuncia de la siguiente manera:

$$\frac{da}{dN} = C \frac{K_{I\max}^m \Delta K_I^n}{(K_{IC} - K_{I\sup})^p} + F(a, \Delta\sigma) \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde C es un parámetro que da una medida del crecimiento de grieta por ciclo de carga, $K_{I\sup}$ es el máximo factor de intensidad de esfuerzo jamás alcanzado por la estructura en su historial de carga, K_{IC} es la tenacidad a la fractura, $K_{I\max}^m$ es el máximo factor de intensidad de esfuerzo en un ciclo, N es el numero de ciclos de carga, a es la longitud de la grieta, ΔK es el rango de factores de intensidad de esfuerzo y m , n , y p son constantes. Estas constantes fueron determinadas por Slowik usando datos experimentales, están son 2, 1.1 y 0.7 respectivamente (Slowik, 1996). En la Fig. 2.2, puede observarse el efecto de la variación de los parámetros σ_{ISUP} y σ_{IMAX} del modelo de Slowik, puede verse que en tamaños de grieta considerables, el efecto de estos parámetros incrementa la velocidad de crecimiento de grieta, con respecto al modelo de Paris, el cual no considera el efecto de estas sobrecargas.



(a)



(b)

Fig. 2.2 Análisis de modelos de Paris y Slowik (a) variación en $\sigma_{I \text{ SUP}}$,
(b) variación en $\sigma_{I \text{ MAX}}$

2.4 Método de elementos finitos

El método de simulación por elementos finitos, originalmente introducido por Turner, es una poderosa técnica computacional para aproximar soluciones a una variedad de problemas de ingeniería del “mundo real”, teniendo dominios complejos sujetos a condiciones de frontera generales. Este método se ha posicionado como un método fundamental en la modelación de fenómenos físicos en varias disciplinas de la ingeniería. Un fenómeno físico normalmente ocurre en un continuo de materia (sólido, líquido o gas) involucrando grandes campos de variables. El campo de variables varía de un punto a otro, poseyendo así un número infinito de soluciones en el dominio.

La base del método se apoya en la descomposición del dominio en un número finito de subdominios (elementos), para expresar la variable de campo desconocida en términos de las funciones de aproximación asumidas dentro de cada elemento. Estas funciones se definen en términos de los valores de las variables de campo en puntos específicos, llamados nodos. Los nodos son usualmente localizados a lo largo de las fronteras de los elementos, y se conectan con elementos adyacentes (Madenci, 2006).

El método de elementos finitos involucra la modelación de una estructura empleando pequeños elementos interconectados llamados elementos finitos. Una función de desplazamiento es asociada a cada elemento. Cada elemento interconectado está ligado entre sí, directa o indirectamente a través de interfases comunes, como lo pueden ser nodos, superficies comunes o bordes. Al usar incógnitas de propiedades de materiales en donde se estudie el esfuerzo-deformación, se puede determinar el comportamiento de un nodo determinado en términos de las propiedades de cualquier otro elemento en la estructura.

El arreglo total de ecuaciones, describen el comportamiento de cada nodo en una serie de ecuaciones algebraicas las cuales se expresan en notación matricial para un tratamiento más eficiente.

2.5 Simulación Monte Carlo

Bajo el nombre de Simulación Monte Carlo se agrupan una serie de procedimientos que analizan distribuciones de variables aleatorias usando simulación de números aleatorios. Este método da solución a una gran variedad de problemas matemáticos haciendo experimentos con muestreos estadísticos. El método es aplicable a cualquier tipo de problema, ya sea estocástico o determinístico.

El método fue llamado así por el principado de Mónaco por ser “la capital del juego de azar”, al tomar una ruleta como generador simple de números aleatorios. El nombre y el desarrollo sistemático de los métodos de Monte Carlo datan aproximadamente de 1944 con el desarrollo de la computadora. El uso real de los métodos de Monte Carlo como una herramienta de investigación, proviene del trabajo de la bomba atómica durante la Segunda Guerra Mundial. Este trabajo involucraba la simulación directa de problemas probabilísticos de hidrodinámica concernientes a la difusión de neutrones aleatorios en material de fusión.

Aún en la primera etapa de estas investigaciones, John Von Neumann y Stanislaw Ulam refinaron esta curiosa “ruleta rusa”. Sin embargo, el desarrollo sistemático de estas ideas tuvo que esperar el trabajo de Harris y Herman Kahn en 1948. Aproximadamente en el mismo año, Fermi, Metropolis y Ulam obtuvieron estimadores para los valores característicos de la ecuación de Schrodinger para la captura de neutrones a nivel nuclear. Alrededor de 1970, los desarrollos teóricos en complejidad computacional comienzan a proveer mayor precisión y relación para el empleo del Método de Monte Carlo.

El algoritmo de Simulación Monte Carlo puro está fundamentado en la generación de números aleatorios por el método de Transformación Inversa, el cual se basa en las distribuciones acumuladas de frecuencias (Apuntes: Investigación operativa, 2005)

2.6 Técnicas de detección de daño estructural

Las estructuras civiles modernas son cada vez más complejas en tamaño y diseño, nuevos conceptos y materiales se utilizan cada vez más, y las condiciones ambientales y operacionales resultan más demandantes (Carrión, 2006). En estas condiciones, el monitoreo de la sanidad estructural de estructuras nuevas, y el desarrollo de originales tecnologías en sensores, ofrecen nuevos retos para el desarrollo de teorías innovadoras y esquemas experimentales (Aktan, 1998).

La evaluación estructural para determinar daño, deterioro y/o condiciones anormales de operación en estructuras civiles complejas, es esencial para determinar la confiabilidad operacional y vida residual de las mismas (Aktan, 1999).

Tradicionalmente, la mayoría de los programas de detección de daño se basan en inspecciones visuales, que son costosas y limitadas por el acceso a todas las partes de la estructura. Adicionalmente, el daño interno no es detectable con una inspección visual, y no es posible obtener una estimación cuantitativa del daño o de la capacidad estructural remanente (Carrión, 2006). Sistemas para el monitoreo de la integridad de sistemas incluyen diferentes pruebas no destructivas, pero en todos los casos la evaluación es localizada, y no permiten evaluaciones globales de las estructuras (Thomas, 1995).

El análisis de vibraciones y el análisis modal son las únicas técnicas que tienen el potencial para la evaluación global de estructuras (Aktan, 1999 & Chase, 1996). En estos casos, el monitoreo de la sanidad se realiza analizando los cambios del comportamiento característico de vibración a través de la frecuencia natural; razón de amortiguamiento; y formas modales. En general, un modelo no dañado (típicamente de elemento finito) se utiliza como referencia, y la identificación del daño se realiza comparando las respuestas del modelo con los resultados experimentales en la estructura real (Carrión, 2006). Muchos algoritmos se han desarrollado para realizar dicha comparación, pero en general, se clasifican considerando cuatro diferentes aproximaciones: optimización de matrices;

métodos de sensibilidad; técnicas de asignación de valores característicos; y métodos de perturbación de mínimo rango (Doebling, 1998).

En los sistemas modernos de administración de puentes y, en general para los de diseño y operación de sistemas mecánicos complejos, la evaluación e inspección no destructiva juegan un papel preponderante desde el diseño hasta la operación. Teorías como la de la mecánica de la fractura y los modelos para determinar criterios de estimación de vida útil y vida residual, adquieren cada vez mayor importancia para garantizar la operación y servicio de dichos sistemas (Carrión, 2006).

2.6.1 Inspección visual

La definición más aceptada para la inspección visual es: “.... El proceso de examen y evaluación de un sistema o sus componentes, mediante el cual se utilizan los sentidos humanos auxiliados únicamente con algún dispositivo que magnifique la capacidad sensorial del inspector. El proceso de inspección puede constituirse por acciones, como observar, escuchar, sentir, oler, agitar o revolver. Incluye una componente cognoscitiva que, con las observaciones, se correlacionan con la información técnica del sistema o la estructura y de los datos sobre las condiciones de servicio pasadas y presentes....”. (Spencer, 1996) Es importante destacar que en esta definición se pueden considerar, además de la vista, otros sentidos humanos para cualquier proceso de decisión y búsqueda. A pesar de que la inspección visual depende fuertemente de las capacidades del observador, el sistema que conforma el sentido humano y el cerebro, conforman un sistema de inspección de muy alta sensibilidad y con una muy alta capacidad de discernimiento que puede ser entrenada para encontrar e interpretar variaciones mínimas en un sistema (Carrión, 2003).

2.6.2 Líquidos penetrantes

La inspección por líquidos penetrantes (PT) es una técnica versátil y de simple aplicación para una gran variedad de materiales y diseños que permite localizar defectos o grietas superficiales. El método se basa en los principios básicos de la acción capilar, y la capacidad de humectación de un líquido de baja viscosidad, propiedades que permiten que éste penetre por hendiduras o grietas imperceptibles a la vista para resaltarlas y evidenciarlas. En general, la viscosidad, la capilaridad y la humectación están íntimamente relacionadas entre sí, y dependen de la tensión superficial del líquido y su capacidad para mojar la superficie de un material determinado. Una forma directa para medir dicha capacidad es a través del ángulo que hay en el punto de contacto de una gota con una superficie sólida, y que entre más pequeños sean, es mejor la capacidad de humectación del líquido (Carrión, 2003).

2.6.3 Corrientes parásitas o Eddy

Las técnicas de corrientes parásitas, o corrientes Eddy , se utilizan en materiales conductores basándose en el análisis de las variaciones que las grietas, o defectos superficiales producen en un flujo de corrientes inducidas. Para inducir estas corrientes se utiliza una bobina externa con corriente alterna que genera un campo magnético variable. Como las corrientes inducidas (o parásitas) provocan un campo magnético secundario que tiende a contrarrestar el primero, las variaciones en las primeras se miden a través del campo magnético secundario, el cual se mide con una bobina que puede ser la misma que induce las corrientes u otra independiente. Las corrientes inducidas, y por tanto, las inspecciones no destructivas basadas en este principio, dependen de varios factores que incluyen la conductividad del material, la permeabilidad magnética, la densidad del espécimen, los esfuerzos residuales, la microestructura, factores geométricos, el acoplamiento magnético, y los defectos o grietas. La sensibilidad a todos ellos hace que esta técnica se emplee en una gran cantidad de aplicaciones o problemas; sin embargo, siempre estará limitada a que el material sea conductor, y para identificar anomalías superficiales o muy cercanas a la superficie (Carrión, 2003).

2.6.4 Partículas magnéticas

Las técnicas de inspección por partículas magnéticas (MT) son un subconjunto específico de las técnicas de inspección basadas en el magnetismo. En este caso, una pieza ferromagnética se magnetiza empleando magnetos, o induciendo una corriente eléctrica para que a través de la “observación” del campo magnético se puedan identificar alteraciones en éste, y que a su vez son ocasionadas por la presencia de anomalías: grietas o defectos superficiales, o casi superficiales en la pieza. Existen varias maneras de observar el campo magnético, pero la más común es mediante las llamadas “partículas magnéticas”, o sea pequeñas partículas que se orientan con el campo magnético y, por ende, con las variaciones o alteraciones del mismo. Hay una gran variedad de partículas magnéticas que se aplican en ambiente seco o húmedo; son de diferentes colores e inclusive, fluorescentes. Además de las partículas magnéticas, se utilizan para hacer “visible” el campo magnético sensores que incluyen pinturas, hules, impresiones, o laminillas magnéticas (Carrión, 2003).

2.6.5 Inspección por ultrasonido

Es una de las técnicas de inspección no destructiva más poderosas, ya que permite localizar y cuantificar el tamaño de los defectos internos para diferentes tipos de geometrías y materiales. En general, el procedimiento es relativamente sencillo, y no representa riesgo para el inspector o para el material.

Existe una diversidad de técnicas que se pueden adaptar a cada aplicación en particular. La inspección por ultrasonido mide en varios puntos el efecto del paso de las ondas acústicas de alta frecuencia a través del material de la pieza que se evalúa. Dicha propagación se controla electrónicamente por pulsos que un transductor convierte en energía acústica que se aplica en puntos específicos. Posteriormente, el mismo transductor u otro similar, recibe el reflejo de esa onda acústica y la convierte nuevamente en una señal eléctrica. La interpretación del reflejo de dicha onda sonora permite inferir información sobre discontinuidades en el material. Debido a que las ondas sonoras viajan en casi todos los materiales, esta técnica es una de las más empleadas en la identificación de defectos internos (Carrión, 2003).

2.6.6 Radiografía Industrial

Una de las primeras técnicas de inspección no destructiva que tuvo un amplio y rápido desarrollo es la radiografía industrial, que a partir del descubrimiento de los rayos X por Pierre y Marie Curie, ha encontrado varias aplicaciones en diferentes campos, entre los cuales la medicina es uno de los más importantes, junto con el desarrollo de la tecnología y el descubrimiento de otros tipos de radiación, como la gamma, los neutrones o las partículas alfa. Actualmente la radiografía industrial no sólo se refiere a los rayos X, sino a cualquier tipo de radiación. Hoy por hoy, estas técnicas se utilizan en diferentes ramas de la industria por su amplia versatilidad y fácil aplicación, aunque los requerimientos de seguridad son muy estrictos.

El principio básico de la radiografía se apoya en que la radiación pasa a través de un material y ésta se absorbe según su densidad, tipo o estructura. Se pueden distinguir dos materiales con diferentes densidades o características, al igual que identificar la presencia de porosidades o huecos en un material sólido. Las variaciones de espesor y cambios geométricos son detectables con estas técnicas, y la radiación se mide en forma indirecta mediante una placa fotosensible cuya intensidad de impresión es proporcional a la intensidad de la radiación que llega a pasar (Carrión, 2003).

2.6.7 Emisiones Acústicas

El principio básico de las técnicas de emisiones acústicas se fundamenta en el hecho de que casi todos los materiales emiten pulsos sonoros cuando se someten a una carga. Esta emisión se origina por el micro-agrietamiento que ocurren por la aplicación de las cargas, generalmente en grietas, porosidades o defectos. Las emisiones acústicas son una técnica pasiva que “escucha” el sonido emitido en el material, y ubica la fuente de la misma. En general no determina el tamaño de los defectos, pero es una técnica que localiza fácilmente puntos con potencial daño, y que requieren una inspección más detallada mediante otras técnicas (Carrión, 2003).

III. METODOLOGÍA

3.1 Atributos geométricos y composición de puente tipo.

Como se planteó en los objetivos particulares, la superestructura del puente utilizada para el análisis, fue representativa del conjunto de puentes existentes en nuestro país. Para la determinación de los atributos geométricos y la composición de ésta, se recurrió a la base de datos del Sistema de Puentes de México (SIPUMEX), implementado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), el cual cuenta con un inventario de la totalidad de los puentes de la Red Federal de Carreteras, en el que se incluyen las características, ubicación y estado físico, entre otras características.

De la información de la base de datos de este sistema, se eligió un conjunto de atributos geométricos para definir la composición del puente “tipo” que se utilizó en el estudio:

- a) Material de composición de la superestructura.
- b) Numero de claros.
- c) Longitud de claro.
- d) Ancho total del puente.

El análisis estadístico de cada uno de estos atributos se muestra a detalle en el apéndice A. A continuación se muestran los atributos geométricos del puente tipo utilizado para el estudio, en base a este análisis estadístico.

-Material de composición de la superestructura

Según el análisis de la base de datos, el 57.39% de los puentes que registran este atributo cuentan con una superestructura hecha a base de concreto reforzado colado *in situ*, mientras que el 12.06% están hechas a base de concreto presforzado, prefabricado. Sin embargo, es importante hacer notar que entre la información correspondiente a este atributo y la descripción del puente hecha en el apartado de observaciones existen inconsistencias, por lo que este atributo tiene alto grado de incertidumbre. Sin embargo, se consideró que la superestructura está conformada por un sistema de vigas y losa de concreto reforzado.

-Número de claros

Por otro lado, el 41% de este conjunto de puentes de concreto reforzado están conformados por un solo claro, seguidos de aquellos que están conformados por dos claros, con un 24% del total. Por lo que el puente para el estudio fue de un solo claro.

-Longitud de claro

La longitud de este claro según el análisis de este conjunto oscila entre 5 y 15 m con un 67% del conjunto, por lo que la longitud adoptada para el claro del puente fue de 13.5 m.

-Ancho total de puente

Mientras que el ancho total de la sección transversal oscila igualmente entre 5 y 15 m con un 89% de representación, por lo que se consideró la existencia de dos carriles de 4 m y hombros de 1.5 m, por lo que el ancho total considerado fue de 11 m.

A continuación se muestra un detalle de la sección transversal del puente,

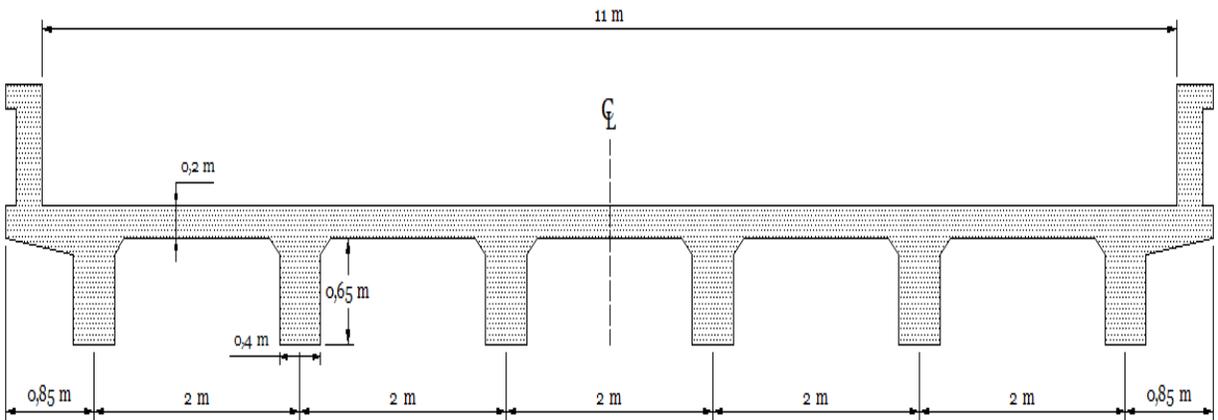


Figura 3.1 Croquis de superestructura de puente

Considerando los atributos geométricos y la composición de la superestructura del puente, se procedió con el dimensionamiento y diseño de las secciones que la componen (Véase apéndice C), a continuación se muestra un croquis del tablero y secciones de vigas resultantes:

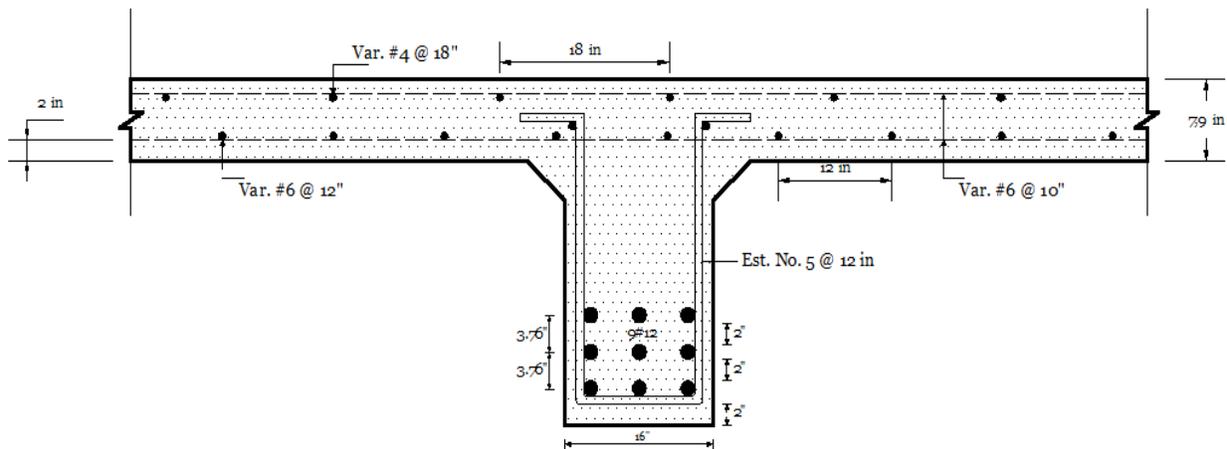


Figura 3.2 Detalle de armado de superestructura de puente

3.2 Análisis de aforo vehicular

Para la obtención de la información necesaria para la generación de los escenarios de carga fue considerado como base el aforo vehicular realizado en el puente Río Papaloapan ubicado en el tramo carretero (cuota) de La Tinaja a Cosoleacaque en el estado de Veracruz.

Los parámetros considerados en este análisis fueron los siguientes:

- Composición vehicular.
- Condición de carga de los vehículos.
- Peso Bruto Vehicular de acuerdo a condiciones de carga.
- Distribución de carga en los ejes de los vehículos.
- Porcentajes de ocupación vehicular.
- Ocupación vehicular por carril.

-Composición vehicular

Del análisis de la composición del tránsito mostrada detalladamente en el apéndice B, podemos observar que el número de vehículos aforados es de 1 208, y los vehículos tipo B2, B3, C2, C3, T3-S2, T3-S3 y T3-S2-R4 representan en promedio el 97% del total de vehículos aforados en la dirección Coatzacoalcos, por lo que esta fue la configuración vehicular adoptada para el estudio.

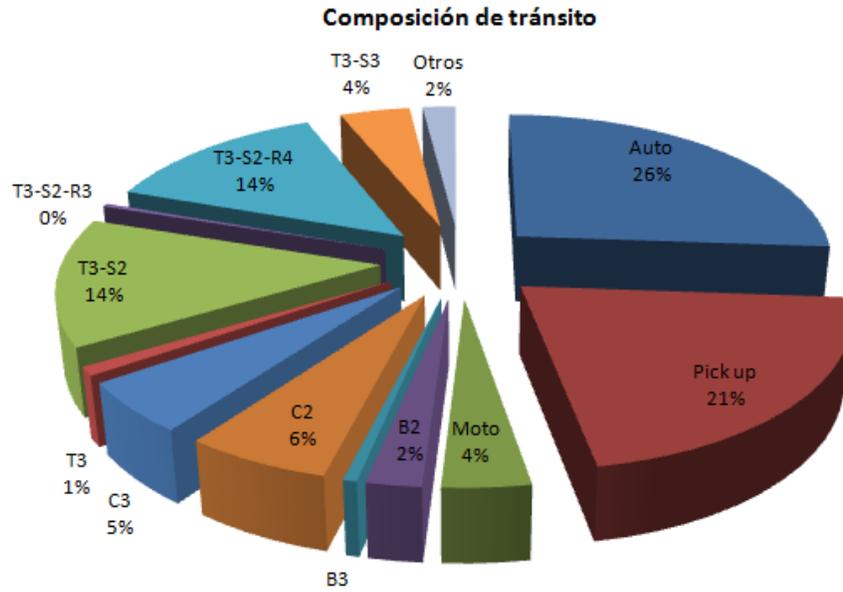


Figura 3.3 Configuración vehicular: Carril de baja velocidad

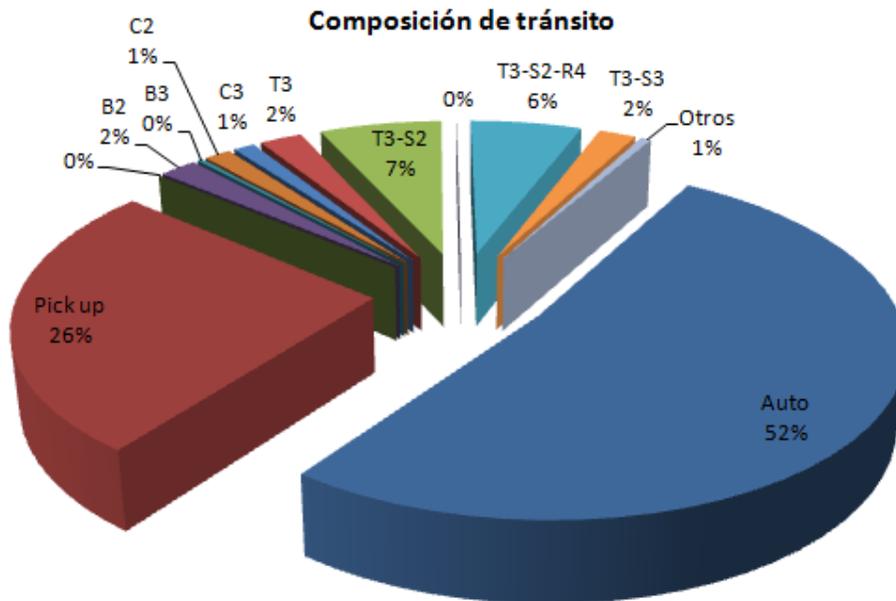


Figura 3.4 Configuración vehicular: Carril de alta velocidad

-Condición de carga de los vehículos

Del análisis realizado, se identificaron 3 condiciones de carga en los vehículos registrados:

- Vehículos vacíos,
- Vehículos sobrecargados y
- Vehículos no excedidos en peso bruto vehicular.

Cuadro 3.1 Condiciones de carga registradas

Tipo de Vehículo	Vacíos	Sobrecargados	No Excedidos	Total
C2	34.50%	0.37%	65.13%	100.00%
C3	19.65%	4.82%	75.53%	100.00%
T3S2	22.86%	26.31%	50.83%	100.00%
T3S3	35.35%	39.81%	24.84%	100.00%
T3S2R4	30.51%	34.44%	35.05%	100.00%

En el apéndice B, se muestra un análisis detallado de estas condiciones.

-Peso Bruto Vehicular de acuerdo a condiciones de carga.

De acuerdo al análisis del aforo, para los vehículos vacíos, se consideraron los pesos brutos vehiculares promedio presentados entre los vehículos con esta condición de carga, los cuales se muestran en la siguiente tabla.

Cuadro 3.2 Peso Bruto Vehicular en vehículos vacíos

Vehículos	Peso (ton)
Ligeros	3
B2	17.5
B3	26
C2	4.4
C3	7.9

T3-S2	20
T3-S3	25.7
T3-S2-R4	40

Mientras que las distribuciones de los pesos brutos vehiculares correspondientes a las otras dos condiciones (sobrecargados, no excedidos) se muestran en el apéndice B.

-Distribución de carga en los ejes de los vehículos

Por otro lado, en el aforo y pesaje vehicular se determinaron los pesos por cada eje de los diferentes vehículos, realizando el análisis de este parámetro, se obtuvieron porcentajes promedio de distribución del peso en cada uno de los ejes de los vehículos.

Cuadro 3.3 Porcentajes de Pesos Brutos Vehiculares por eje

Tipo de vehículo	Porcentajes de Peso Bruto Vehicular (%)								
	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6	Eje 7	Eje 8	Eje 9
B2	50	50							
C2	40	60							
B3	25	37.5	37.5						
C3	25	37.5	37.5						
T3-S2	15	21.25	21.25	21.25	21.25				
T3-S3	12	20	20	16	16	16			
T3-S2-R4	8	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5

-Número y distancias entre ejes de vehículos registrados

El número de ejes en los vehículos fue determinado en base a la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2008, mientras que las distancias entre estos fueron determinadas del análisis de la información del aforo vehicular. Los valores de estos dos parámetros para cada configuración vehicular se muestran en el apéndice B.

-Porcentajes de ocupación vehicular por carril

Mientras que en el mismo estudio, se obtuvieron los porcentajes de ocupación por carril que presenta el tráfico en dicho puente.

Cuadro 3.4 Porcentajes de ocupación vehicular por carril

Carril	Dirección Tinaja		Dirección Acayucan	
	Carril de baja velocidad	Carril de alta velocidad	Carril de baja velocidad	Carril de alta velocidad
Porcentaje	35.61	14.23	35.82	14.32

3.3 Crecimiento del flujo vehicular

De acuerdo a estudios realizados en un punto de control en el tramo carretero en cuestión, se obtuvo durante su monitoreo que la tasa de crecimiento promedio anual del tránsito es del 4%, sin embargo, se consideraron además de esta tasa, dos escenarios más, uno con un crecimiento del 2% y el otro con uno del 6%.

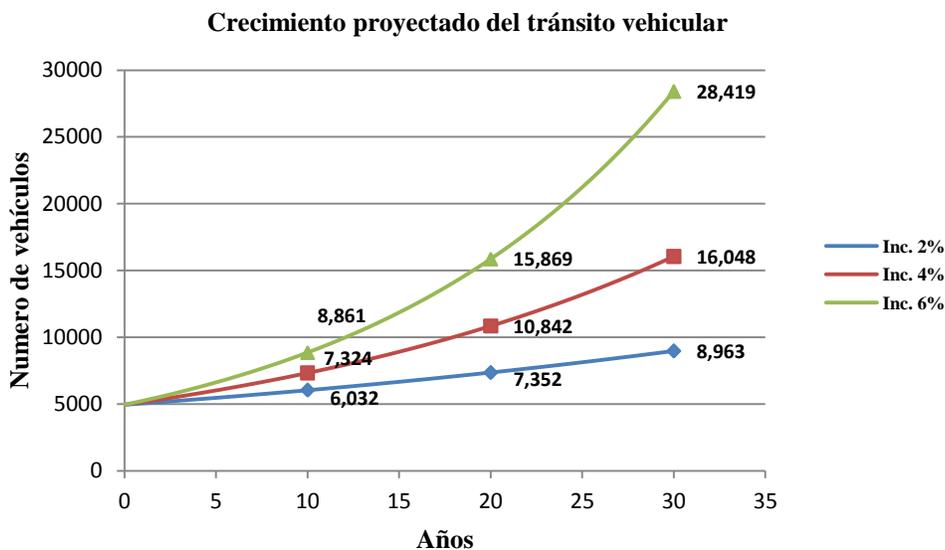


Figura 3.5 Proyecciones de tránsito diario

3.4 Determinación de escenarios de carga mediante simulación Monte Carlo.

Los datos presentados anteriormente fueron obtenidos para simular de forma aleatoria las variables y generar así, escenarios de carga. Estos escenarios fueron generados mediante simulación Monte Carlo, para lo cual se elaboró un programa en Matlab (véase el apéndice C).

En general, el programa trabaja bajo el siguiente esquema:

- 1) Definición del número de eventos que se desean simular.
- 2) Para cada evento se define el número de vehículos de acuerdo a los datos de ocupación del puente.
- 3) Posteriormente, se asignan en base a la composición vehicular analizada anteriormente, los tipos de vehículos en cada evento.
- 4) Luego, se determina la condición de carga de los vehículos, es decir, se determina si va vacío, con sobrecarga o no excedido, esto en base a los datos obtenidos del análisis del aforo vehicular.
- 5) Una vez conocida la condición de carga de los vehículos en el evento, se procede a asignar el peso de acuerdo a las distribuciones para cada condición y tipo de vehículo.
- 6) Luego, conociendo el peso del vehículo, se procede a distribuirlo en los ejes, con base en las distribuciones determinadas.
- 7) Por último, una vez que se tiene la carga distribuida en los ejes del vehículo, se ubica en la estructura de manera aleatoria, para obtener así, los esfuerzos en los elementos de interés.

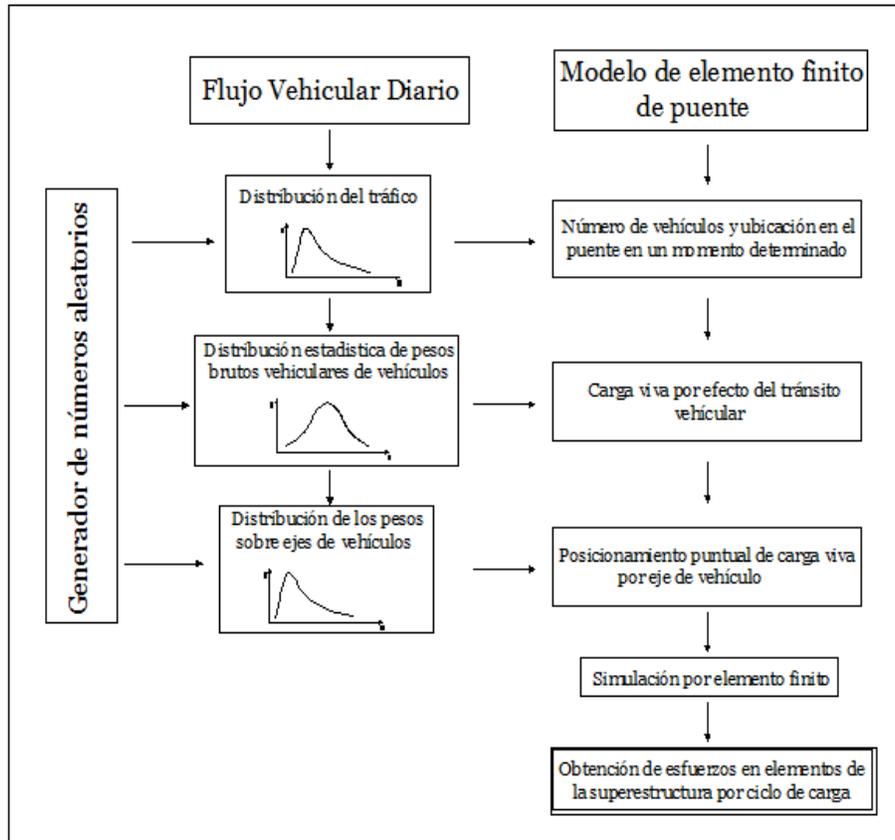


Fig. 3.6 Esquema de programa de simulación Monte Carlo para la obtención de esfuerzos en superestructura.

3.5 Modelo del puente

De acuerdo al análisis de los atributos geométricos de la base de datos de SIPUMEX, se determinó que el material de composición de la superestructura del puente tipo utilizado para el estudio fuera concreto reforzado, con un solo claro de una longitud de 13.5 m y un ancho de 11 m, considerando la existencia de dos carriles y acotamiento a ambos lados de la calzada.

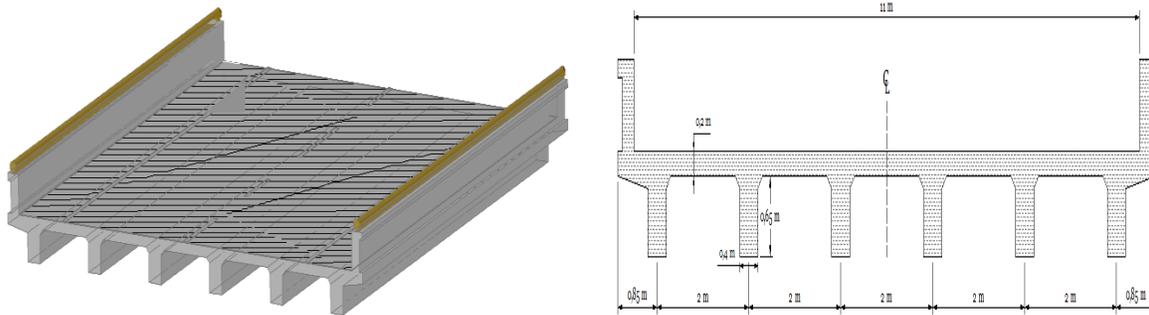


Fig. 3.7 Esquema de superestructura

Para la modelación de esta superestructura se empleó una malla de elementos finitos triangulares con catetos de 25 cm para la losa, mientras que para el modelado de las vigas de concreto reforzado se emplearon elementos tipo frame con una longitud de 25 cm. Para la losa se emplearon 4,752 elementos, mientras que para las vigas, solo 324. La discretización se supeditó a las dimensiones de los elementos mencionadas debido a la limitación del software en cuanto al número de elementos permitidos. El modelo fue desarrollado en el software StaDyn versión 4.4. Considerando un concreto reforzado con una resistencia de proyecto $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$, un modulo de elasticidad $E = 253,456.36 \text{ kg/cm}^2$ tanto para los elementos de la losa, como para los de las vigas.

3.6 Carga viva por tráfico vehicular

La tarea de cuantificar los vectores de carga que actúan en los puentes por efecto del tránsito de vehículos comerciales es una tarea compleja debido al gran número de ejes y combinaciones de espaciamientos entre éstos que son encontrados en la práctica. Con la ayuda de algunos métodos, un conjunto de cargas discretas puede ser reducido a una carga uniformemente distribuida equivalente, de la cual se obtienen los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos en la estructura con un nivel de precisión muy adecuado. Uno de éstos métodos es el propuesto por Csagoly y Dorton en 1978, en el que N cargas discretas, con un peso total de W, en una viga, pueden ser remplazadas por una carga uniformemente distribuida que proporciona el mismo peso total W, y tiene una longitud B_m , esta longitud se define como la longitud de base equivalente y está dada por la siguiente ecuación:

$$B_m = \frac{4}{W} \sum_{i=1}^N |P_i x_i| \frac{2(N-1)}{bNW^2} \left\{ \sum_{i=1}^N (P_i x_i) \right\}^2 \quad (Ec. 11)$$

Donde N es el número total de cargas discretas, mientras que las otras variables se muestran a continuación.

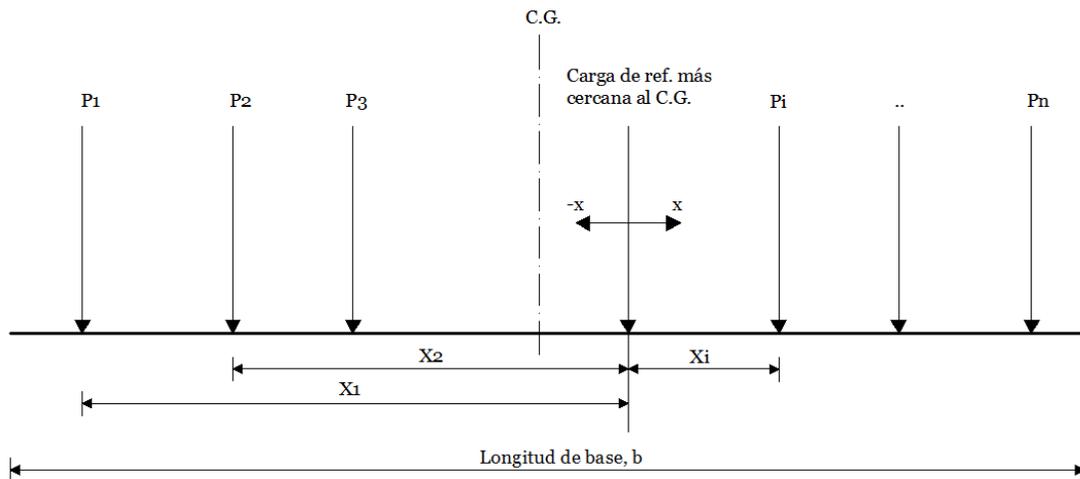


Figura 3.8 Notación para series de cargas puntuales y su espaciamiento.

Sin embargo, para el estudio, debido a que la configuración vehicular se encuentra definida por el estudio del aforo vehicular, y la generación de los escenarios de carga será mediante simulación programada, las cargas por éste efecto se consideraron discretas (puntuales).

Para la ubicación de estas cargas sobre el modelo de la superestructura, se realizaron líneas de influencia para las vigas que conforman la superestructura y de acuerdo con los porcentajes de distribución del peso sobre los ejes de los vehículos, se ubicó para cada vehículo la posición del tren de carga que proporciona el valor máximo del momento flexionante en el centro del claro de estas piezas.

A continuación se muestran los esquemas de las líneas de influencia para el momento flexionante en el centro del claro y la posición del tren de cargas de cada vehículo que maximiza este efecto.

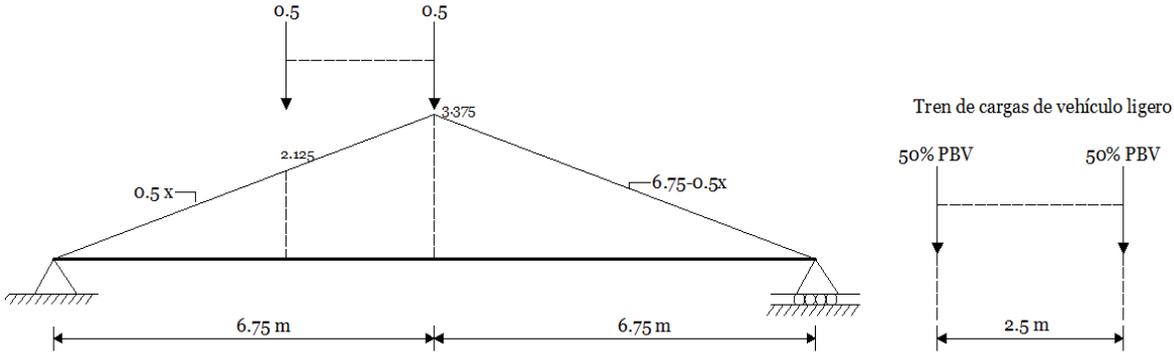


Figura 3.9 Tren de cargas de vehículo ligero en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.

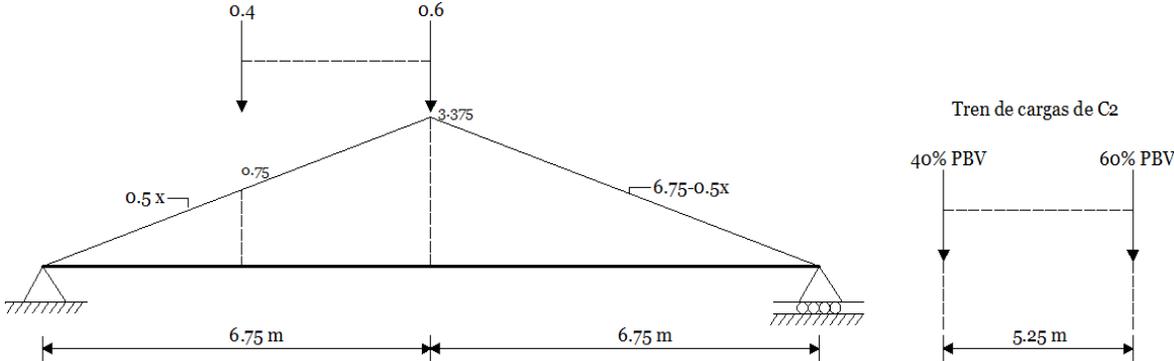


Figura 3.10 Tren de cargas de C2 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.

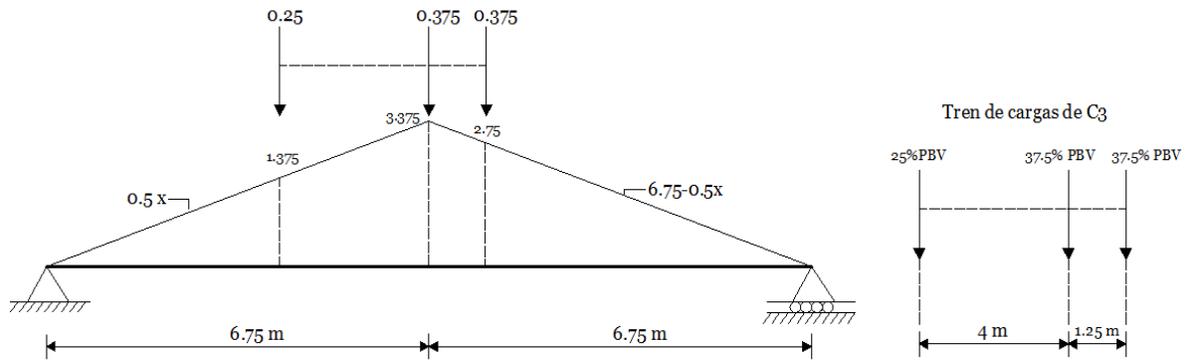


Figura 3.11 Tren de cargas de C3 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.

Debido a que la longitud del puente (13.5 m) es muy corta comparada con la longitud de los tractocamiones T3-S2, T3-S3, T3-S2-R4, se eligió la condición más crítica de sus trenes de carga para el momento flexionante en el centro del claro, a continuación se presentan estas condiciones.

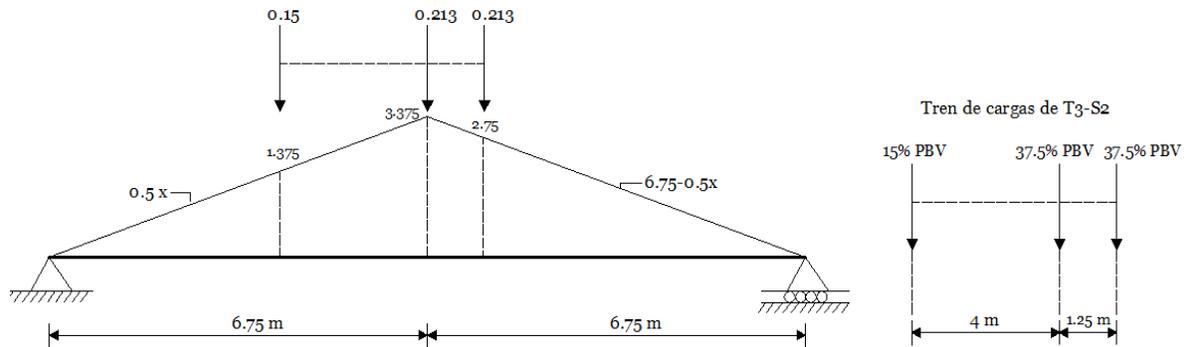


Figura 3.12 Tren de cargas de T3-S2 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.

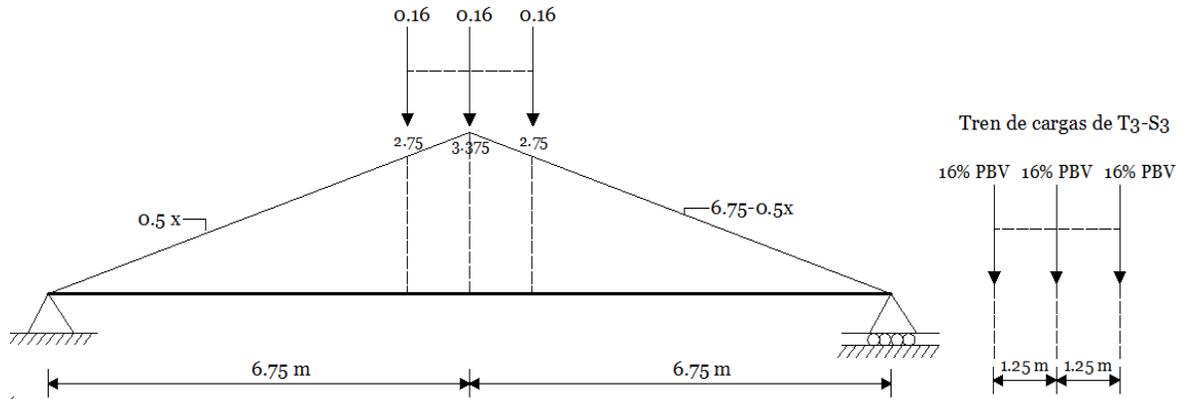


Figura 3.13 Tren de cargas de T3-S3 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.

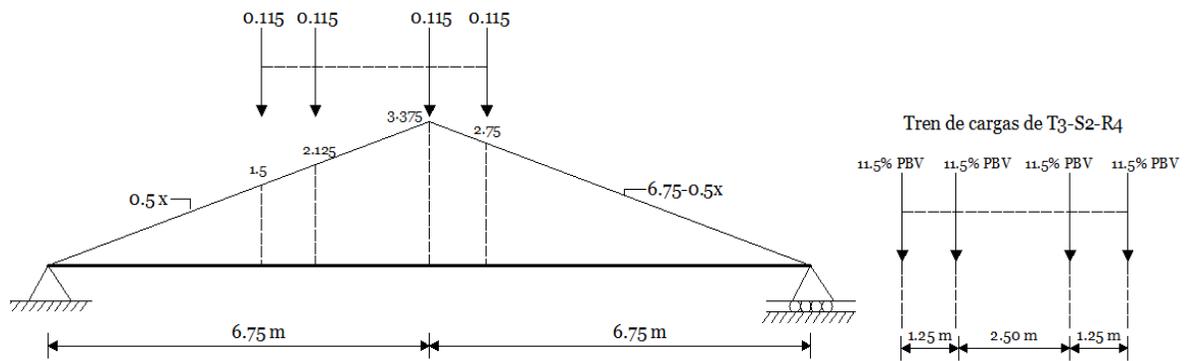


Figura 3.14 Tren de cargas de T3-S2-R4 en línea de influencia del momento flexionante en centro de claro.

3.7 Obtención de esfuerzos en vigas de superestructura

Para la evaluación del deterioro en la superestructura del puente, se eligió de entre las vigas que la conforman, la viga central ubicada en el carril de baja velocidad, tal como se muestra en la siguiente figura.

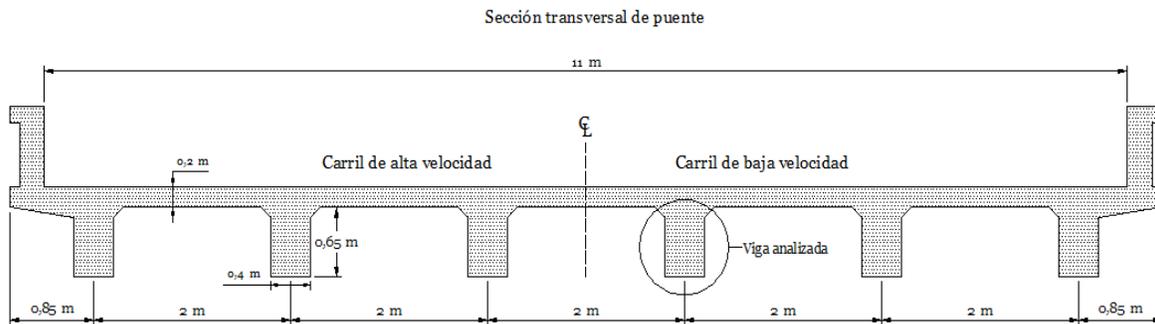


Figura 3.15 Sección transversal de superestructura

Debido a la longitud del claro del puente, se definieron dos condiciones posibles de ocupación del mismo, 1 y 2 vehículos.

Para el caso de ocupación de la superestructura por un solo vehículo, se simuló el paso de cada uno de los diferentes tipos de vehículos adoptados de acuerdo a la configuración determinada, obteniendo los efectos (elementos mecánicos) a lo largo de la viga indicada generados por el tren de carga de éstos. De los efectos, se consideró el momento flexionante máximo en el centro del claro de esta viga para la estimación de los esfuerzos normales máximos, además, de este análisis se obtuvo el número de ciclos que imprime el paso de cada uno de estos vehículos.

Para el caso de ocupación de dos vehículos, se consideró el efecto generado por el paso de un vehículo sobre el carril de baja velocidad, aunado al efecto proporcionado por la aparición del segundo vehículo, posicionado en una ubicación aleatoria sobre el carril de alta velocidad. En cuanto a los ciclos generados en esta segunda condición de carga, se observó al realizar la simulación de dos vehículos pasando la superestructura en los diferentes carriles que para la viga en cuestión, la inclusión de otro vehículo en el carril de

alta velocidad no modifica el número de ciclos que genera el vehículo que transita en el carril de baja velocidad, por lo que para esta condición, se consideró el número de ciclos impuestos por el vehículo que transita en este carril.

Una vez realizada la simulación de los eventos de carga y el análisis de la superestructura sujeta a éstos, se obtuvieron las distribuciones de probabilidad de los esfuerzos presentados durante los distintos periodos de tiempo evaluados.

3.8 Evaluación de deterioro estructural en la superestructura

Para analizar el número de ciclos de carga que induce cada configuración vehicular considerada en el estudio, se simuló el paso de los distintos tipos de vehículos sobre la superestructura, observándose que los vehículos de carga y pasajeros considerados le imprimen 2 ciclos de carga, exceptuando el vehículo T3-S2-R4, el cual genera 4 ciclos a su paso sobre la superestructura. Por otro lado, se consideró que el paso de vehículos ligeros no genera ningún ciclo, dado que la magnitud del efecto es prácticamente nula. Con esta información, se estimaron de acuerdo a las proyecciones realizadas del tránsito en el periodo de 30 años, el número promedio de ciclos que se presentan de acuerdo a la cantidad de vehículos que circulan por año, estableciendo esta relación mediante los porcentajes de configuración vehicular registrados en el aforo realizado. De esta manera, se relacionaron las cantidades de vehículos proyectadas con el número de ciclos que estos generarían en intervalos de tiempo de diez años.

Por otro lado, como condición inicial del problema, se estableció una distribución normal con una media de 0.5 cm, y una desviación estándar de 2 para los defectos iniciales en la superestructura.

Estos datos, aunados a la distribución de probabilidad de los esfuerzos obtenida en la simulación previa, fueron la entrada para la evaluación del deterioro estructural en el elemento de la superestructura.

Para la evolución de los defectos iniciales en el elemento de concreto, fue empleado el modelo de propagación de grietas de Paris (Ec.4), con constantes $n=0.000032$ y $C= 13.5$ (Slowik, 1996). El proceso de simulación para la evaluación del crecimiento de defectos iniciales es ilustrada en la figura 3.16.

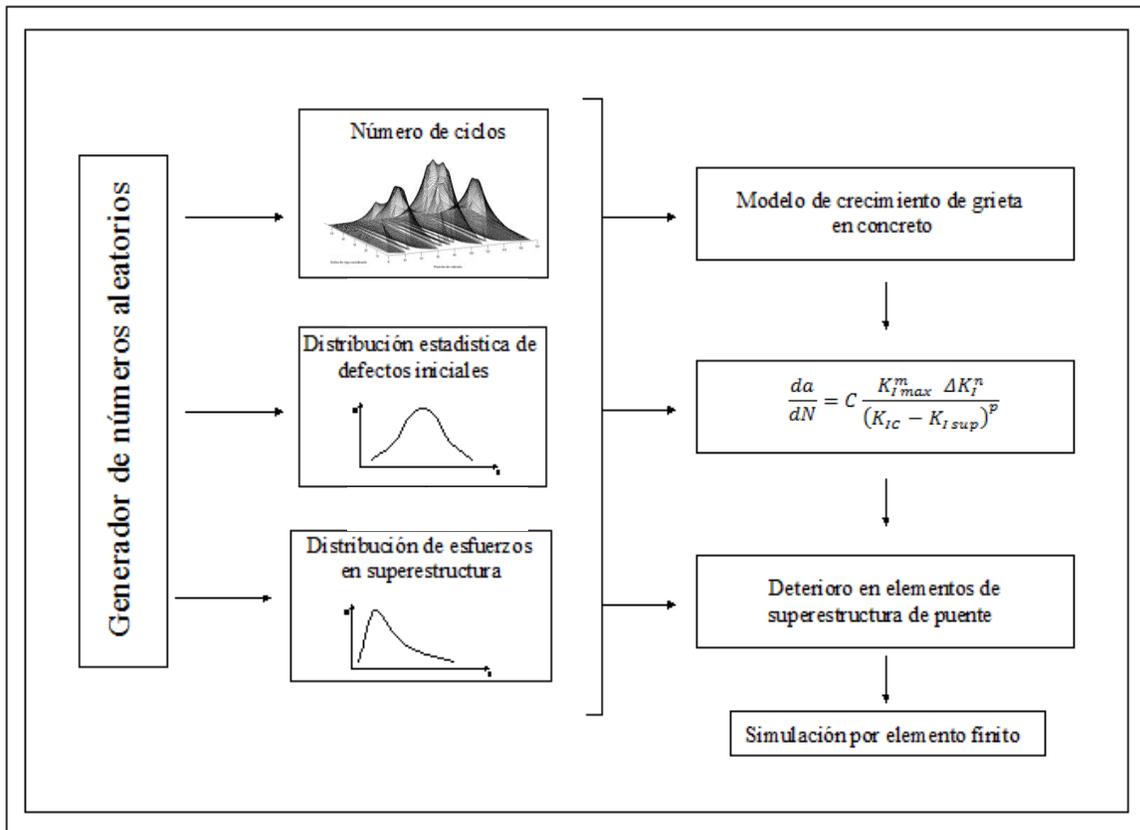


Figura 3.16. Proceso para la evaluación del deterioro estructural

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Resultados

4.1.1 Superficies de influencia

Producto de la simulación del paso de los diferentes tipos de vehículos por el carril de baja velocidad, se muestran las superficies formadas por el momento flexionante en cada nodo de la viga en estudio de acuerdo a la posición del tren de cargas de los vehículos analizados (Fig. 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5).

-Vehículo C2

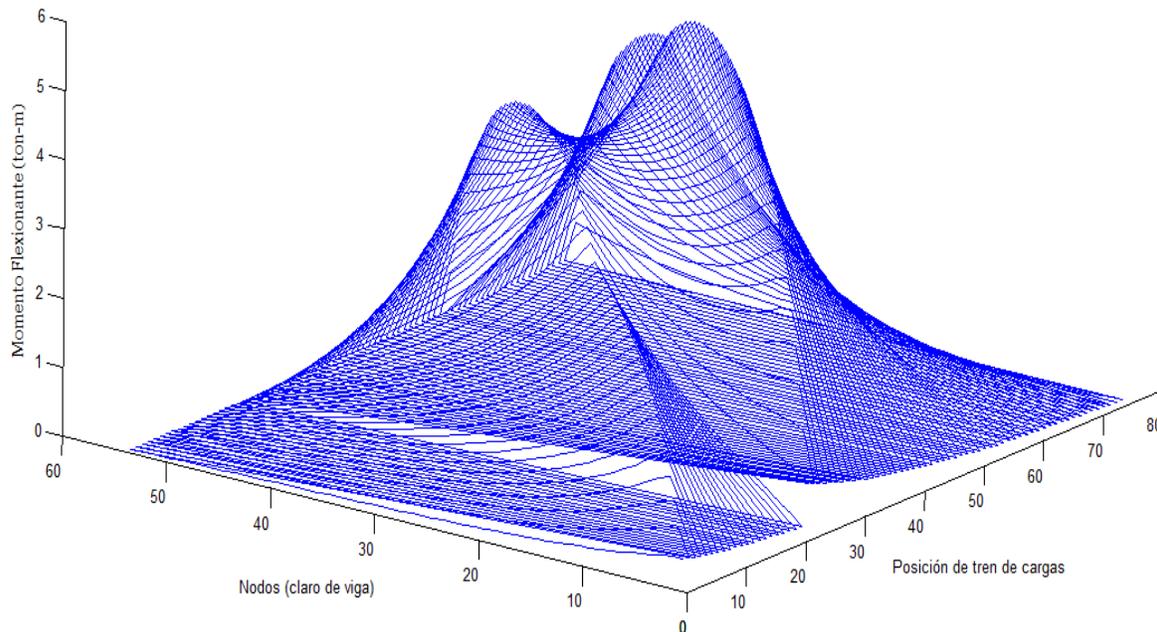


Figura 4.1. Efecto del paso de vehículo C2 en la viga de la superestructura analizada

-Vehículo C3

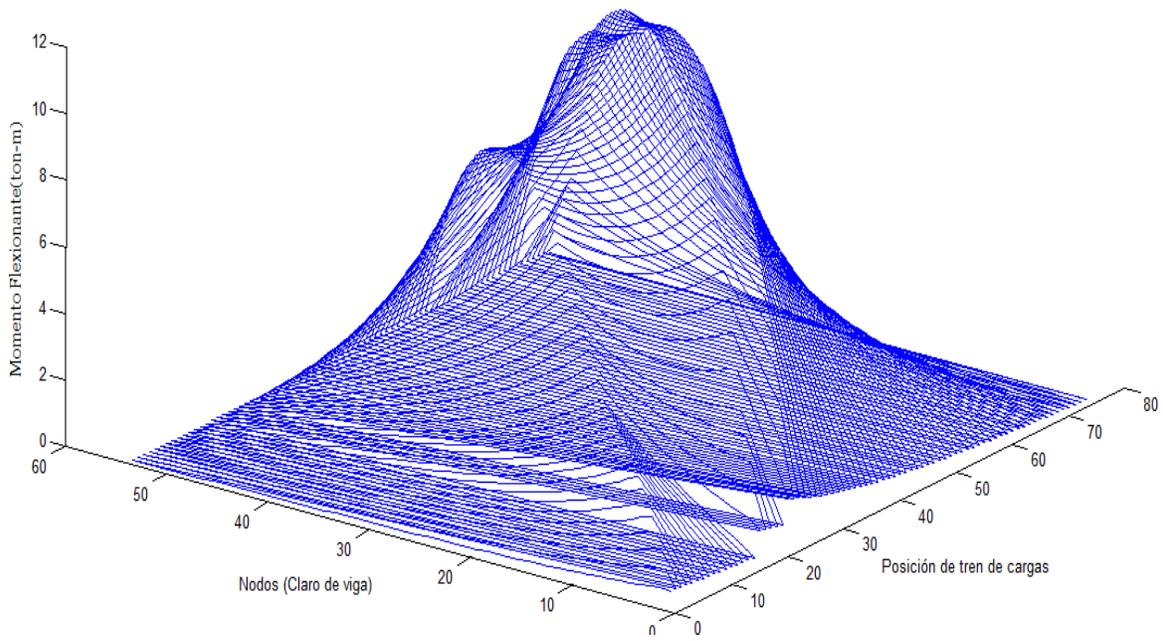


Figura 4.2. Efecto del paso de vehículo C3 en la viga de la superestructura analizada

-Vehículo T3-S2

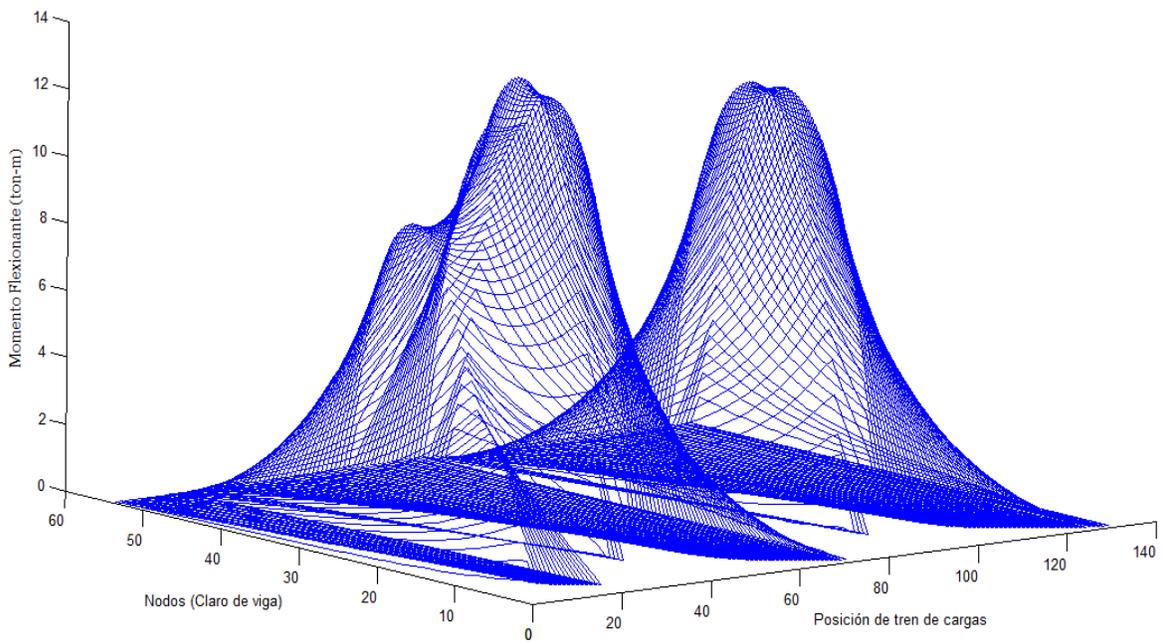


Figura 4.3. Efecto del paso de vehículo T3-S2 en la viga de la superestructura analizada

-Vehículo T3-S3

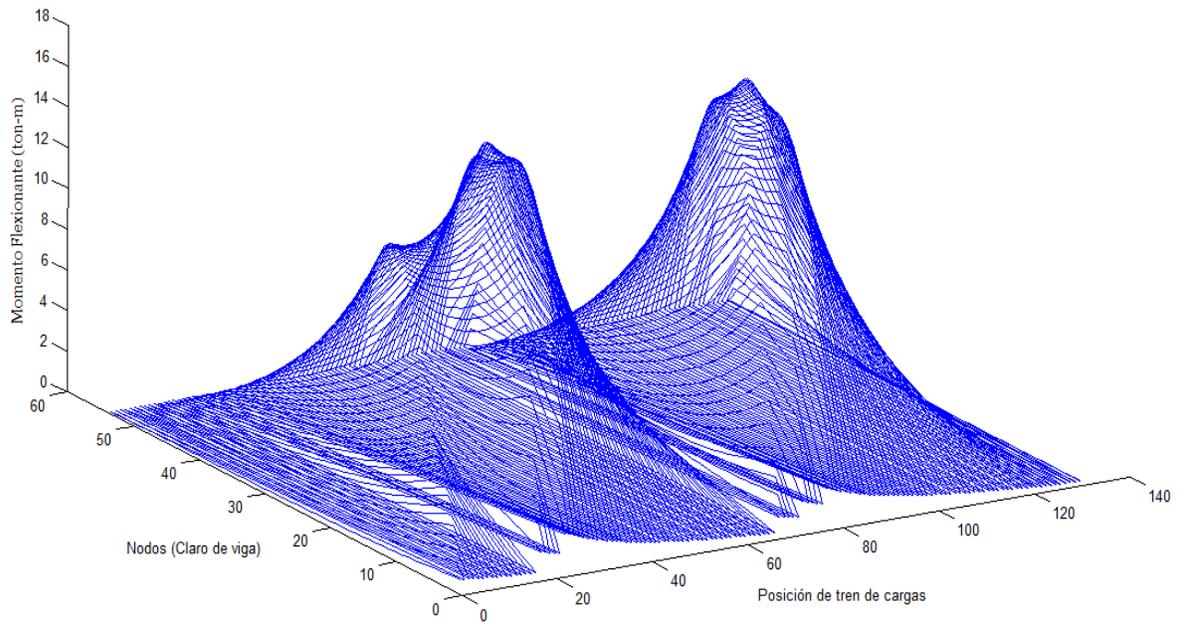


Figura 4.4. Efecto del paso de vehículo T3-S3 en la viga de la superestructura analizada

-Vehículo T3-S2-R4

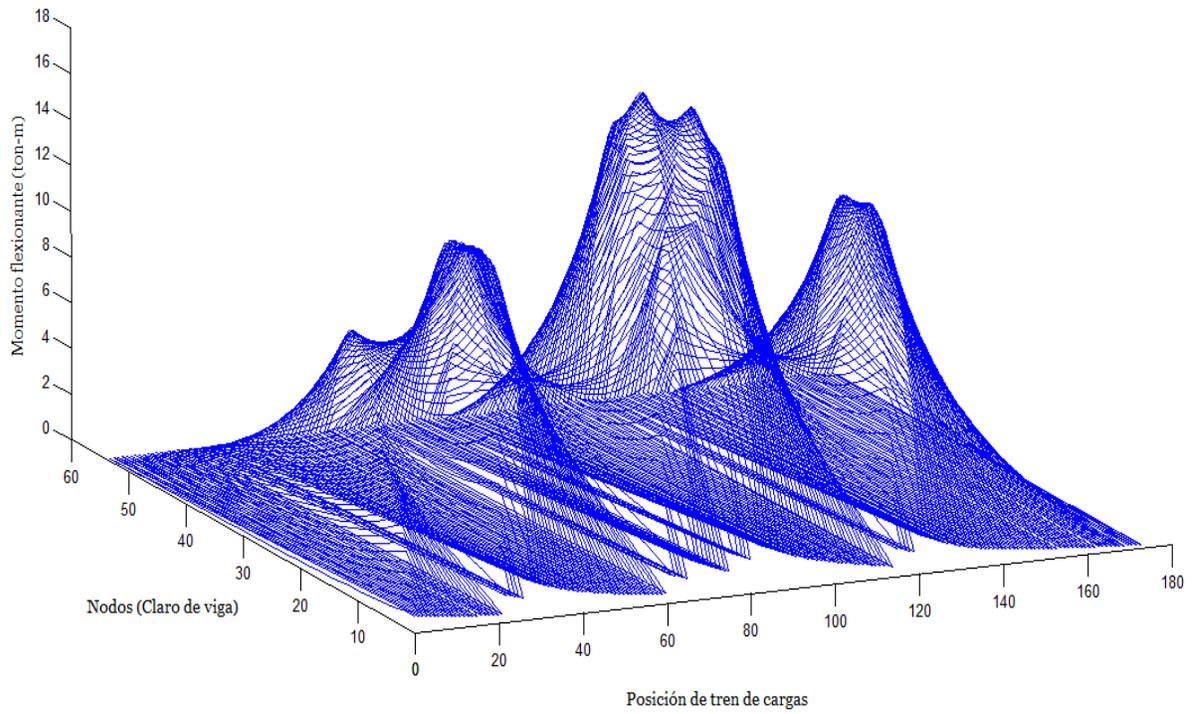


Figura 4.5. Efecto del paso de vehículo T3-S2-R4 en la viga de la superestructura analizada

En estas superficies, pueden observarse el número de ciclos de carga que estos vehículos generan a su paso, además de las diferentes amplitudes de momento flexionante. Los vehículos para esta simulación fueron considerados vacíos, la amplitud depende del peso bruto vehicular de éstos en la simulación.

4.1.2 Tránsito vehicular

De acuerdo a estudios realizados en un punto de control en el tramo carretero en cuestión, se obtuvo durante su monitoreo que la tasa de crecimiento promedio anual del tránsito es del 4%, sin embargo, se consideraron además de esta tasa, dos escenarios más, uno con un crecimiento del 2% y el otro con uno del 6%.

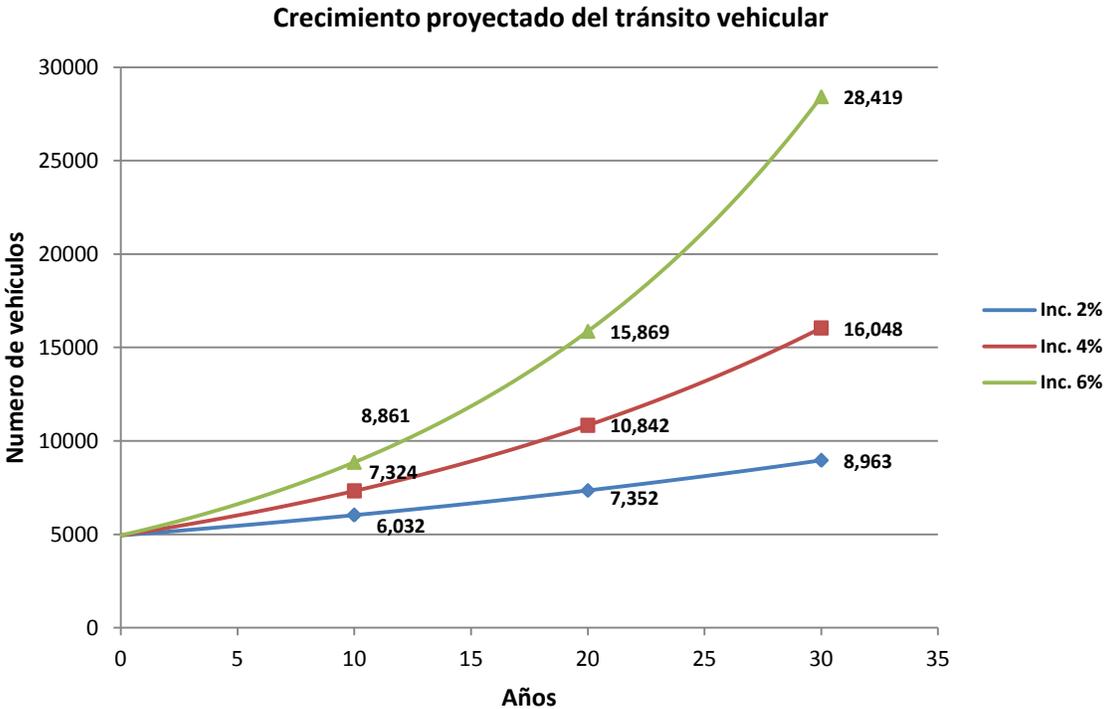


Figura 4.6 Crecimiento del tránsito vehicular proyectado.

En la figura 4.6 pueden observarse los valores del número de vehículos con respecto al tiempo de acuerdo a las tres tasas de crecimiento consideradas. Por la proximidad en algunos valores de las proyecciones, estos serán considerados una sola vez en el análisis.

A continuación se muestran los porcentajes de ocupación del puente de acuerdo a las cantidades de vehículos proyectadas con las diferentes tasas de crecimiento de tránsito.

Cuadro 3.5 Porcentajes de ocupación por cantidad de vehículos

Cantidad de vehículos	Porcentajes de ocupación	
	1 vehículo	2 vehículos
6, 032	98.32	1.68
7, 352	97.96	2.04
8, 963	97.53	2.47
10, 842	97.02	2.98
16, 048	95.64	4.36
28, 419	92.47	7.53

Para cada escenario proyectado en el tiempo, se estimaron las cantidades de vehículos de acuerdo a la configuración obtenida en campo, es decir, se supuso que la configuración vehicular permanece sin cambios en el intervalo de tiempo analizado.

Cuadro 3.6 Número de vehículos por configuración

Cantidad de vehículos	Evaluación de número de vehículos de acuerdo a configuración							
	Vehículo ligero	B2	B3	C2	C3	T3-S2	T3-S3	T3-S2-R4
4948	2523	115	29	306	266	722	306	681
6032	3076	141	35	373	324	880	373	831
7352	3750	171	43	454	395	1073	454	1012
8963	4571	209	52	554	481	1308	554	1234
10842	5529	253	63	670	582	1582	670	1493
16048	8184	374	93	992	862	2341	992	2210
28419	14494	662	165	1756	1526	4146	1756	3913

4.1.2 Esfuerzos en superestructura

De la simulación Monte Carlo para la obtención de esfuerzos, se obtuvieron las siguientes distribuciones (Fig. 4.7, 4.8, 4.9) para las tasas de crecimiento planteadas:

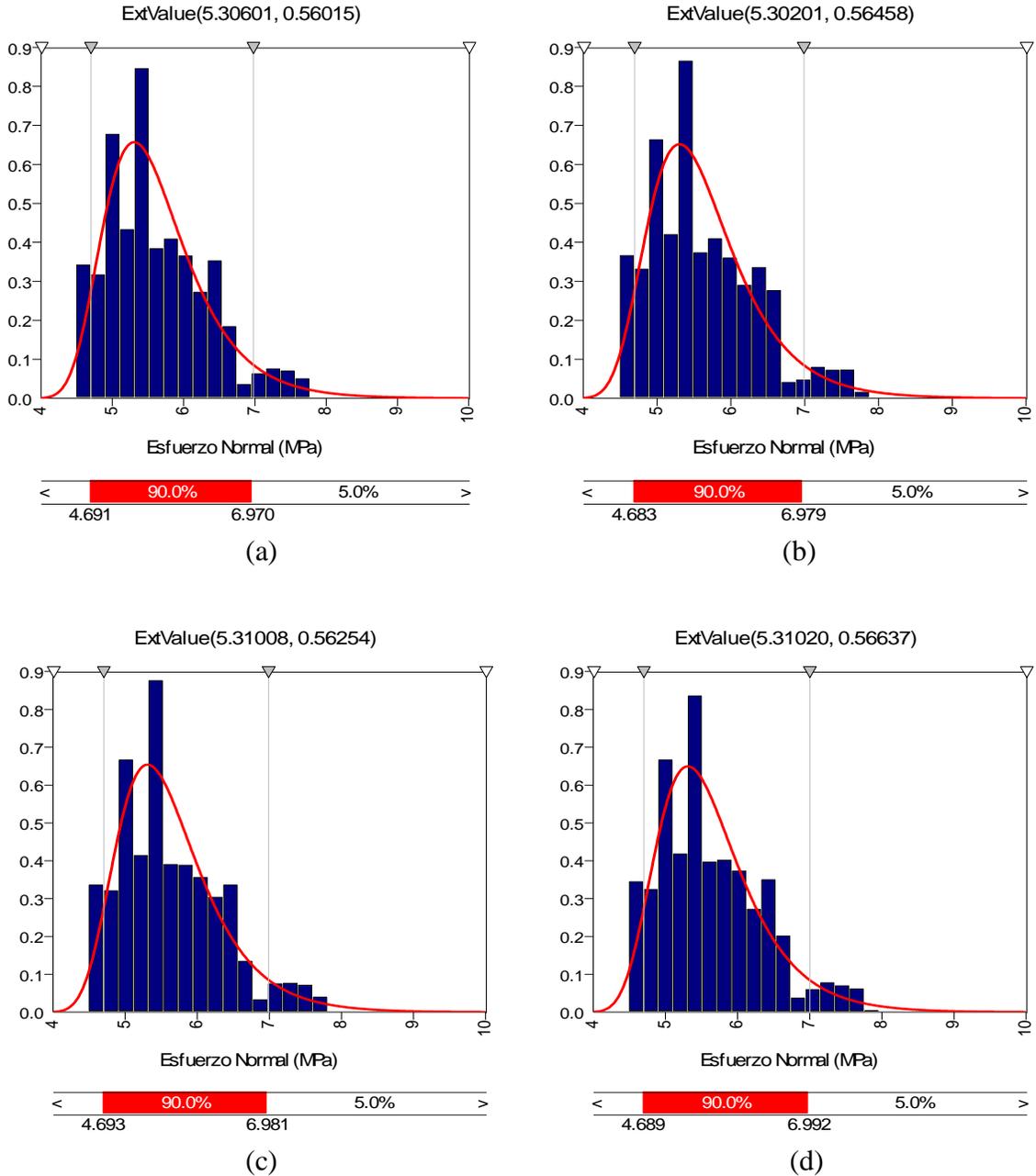
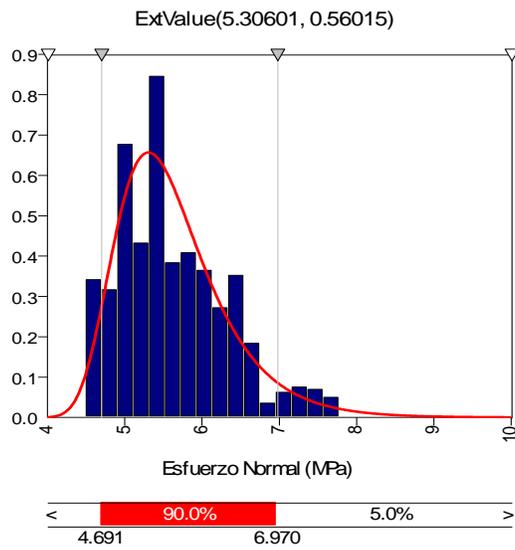
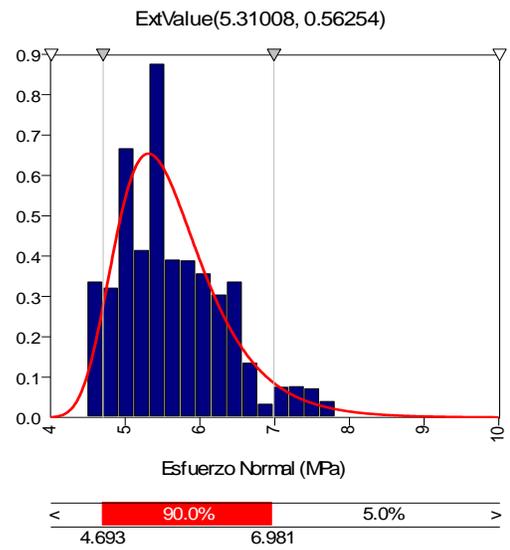


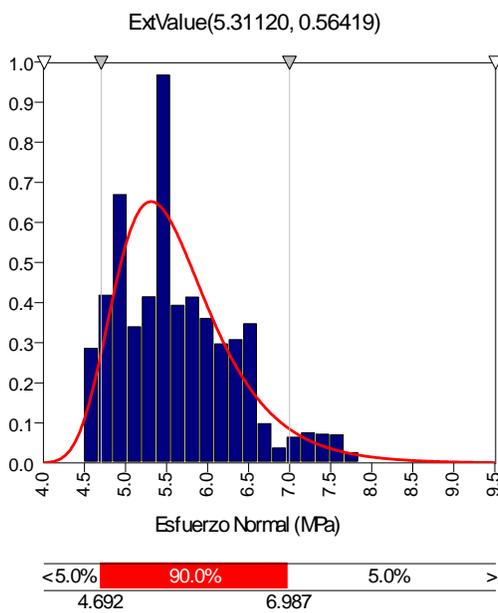
Figura 4.7. Distribuciones de probabilidad de esfuerzos considerando tasa de crecimiento del flujo del 2%, (a) Condición actual, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años



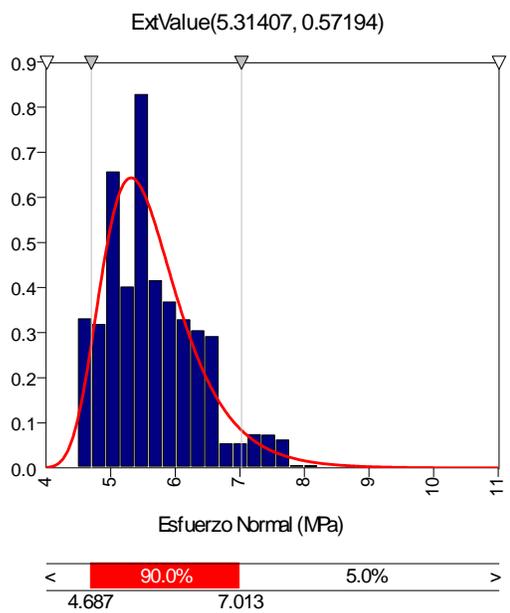
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.8. Distribuciones de probabilidad de esfuerzos considerando tasa de crecimiento del flujo del 4%, (a) Condición actual, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años

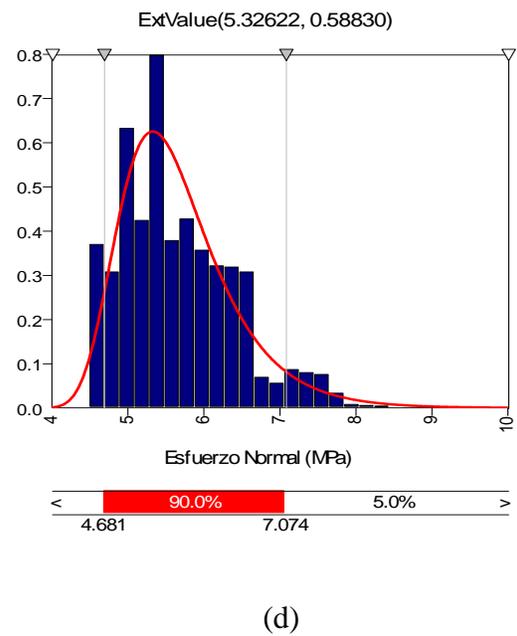
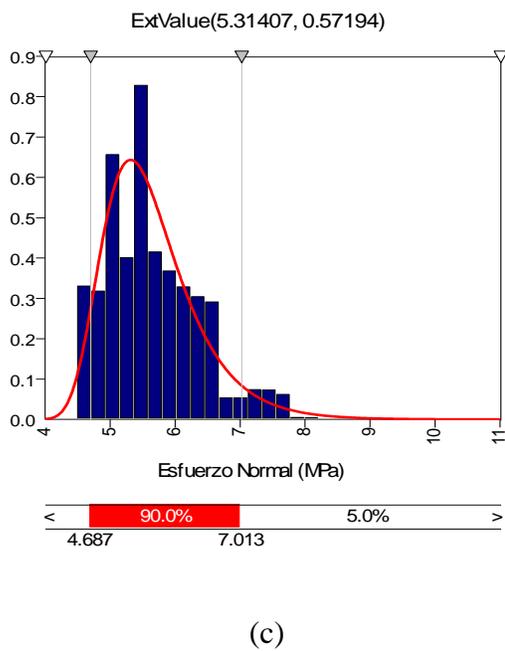
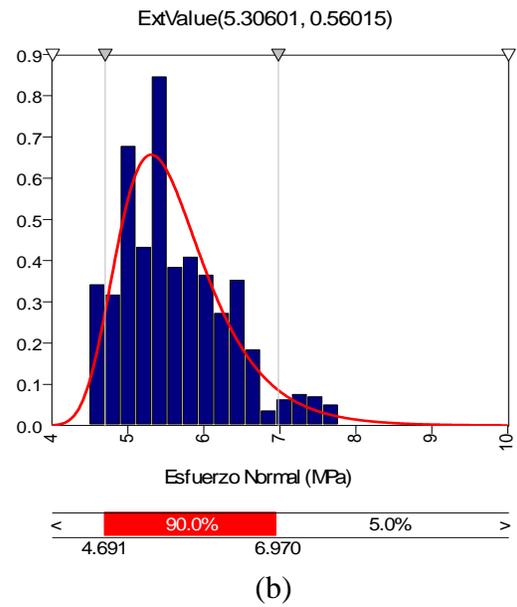
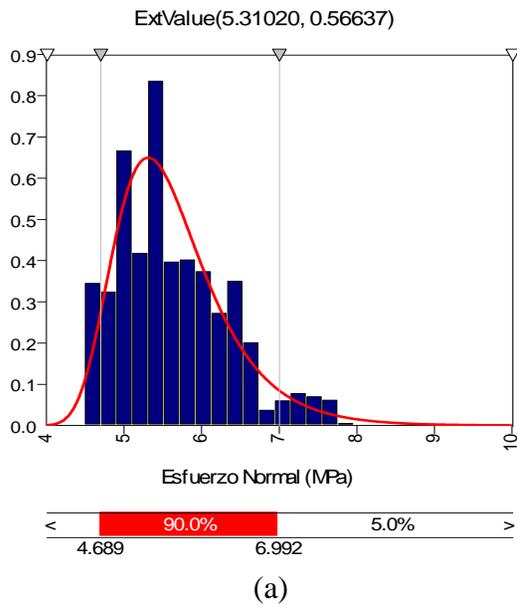


Figura 4.9. Distribuciones de probabilidad de esfuerzos considerando tasa de crecimiento del flujo del 6%, (a) Condición actual, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años

De la simulación del paso de cada tipo de vehículo por la superestructura se obtuvo el número de ciclos que genera su paso, en el cuadro 3.7 se muestra el número de ciclos estimados por cada escenario proyectado basando el cálculo en los resultados de esta simulación.

Cuadro 3.7 Número de ciclos por configuración

Cantidad de vehículos	Evaluación de número de ciclos /día								
	Vehículo ligero	B2	B3	C2	C3	T3-S2	T3-S3	T3-S2-R4	Total ciclos
4948	0	231	57	612	531	1444	612	2725	6212
6032	0	281	70	746	648	1760	746	3322	7573
7352	0	343	85	909	790	2145	909	4049	9230
8963	0	418	104	1108	963	2615	1108	4937	11252
10842	0	505	126	1340	1164	3164	1340	5972	13611
16048	0	748	186	1984	1724	4683	1984	8839	20147
28419	0	1324	330	3513	3052	8293	3513	15653	35677

Puede notarse que se consideró que el paso de vehículos ligeros no llega a imprimir un ciclo considerable de carga por lo que la contribución de esta población al número de ciclos por día fue discriminada.

Para el análisis del deterioro estructural, fue considerado el escenario de crecimiento del tránsito del 4%, en el cuadro 3.8 puede apreciarse la estimación del número de ciclos totales considerada.

Cuadro 3.8 Número de ciclos totales

Años	Cantidad de vehículos	Promedio de vehículos	Cantidad de ciclos por día	Cantidad de ciclos total
0	4,948			
0-10		6,136	7,703	28'115,950
10	7,324			
10-20		9,083	11,403	41'620,950
20	10,842			
20-30		13,445	16,878	61'604,700
30	16,048			

4.1.2 Deterioro estructural por fatiga

Mediante el empleo del modelo de Paris (ec.4) se evaluó la evolución de defectos iniciales en la superestructura, considerando como condición inicial una distribución normal de defectos (fig. 4.1, a), una constante $C = 0.000032$, y una constante $m=13.5$.

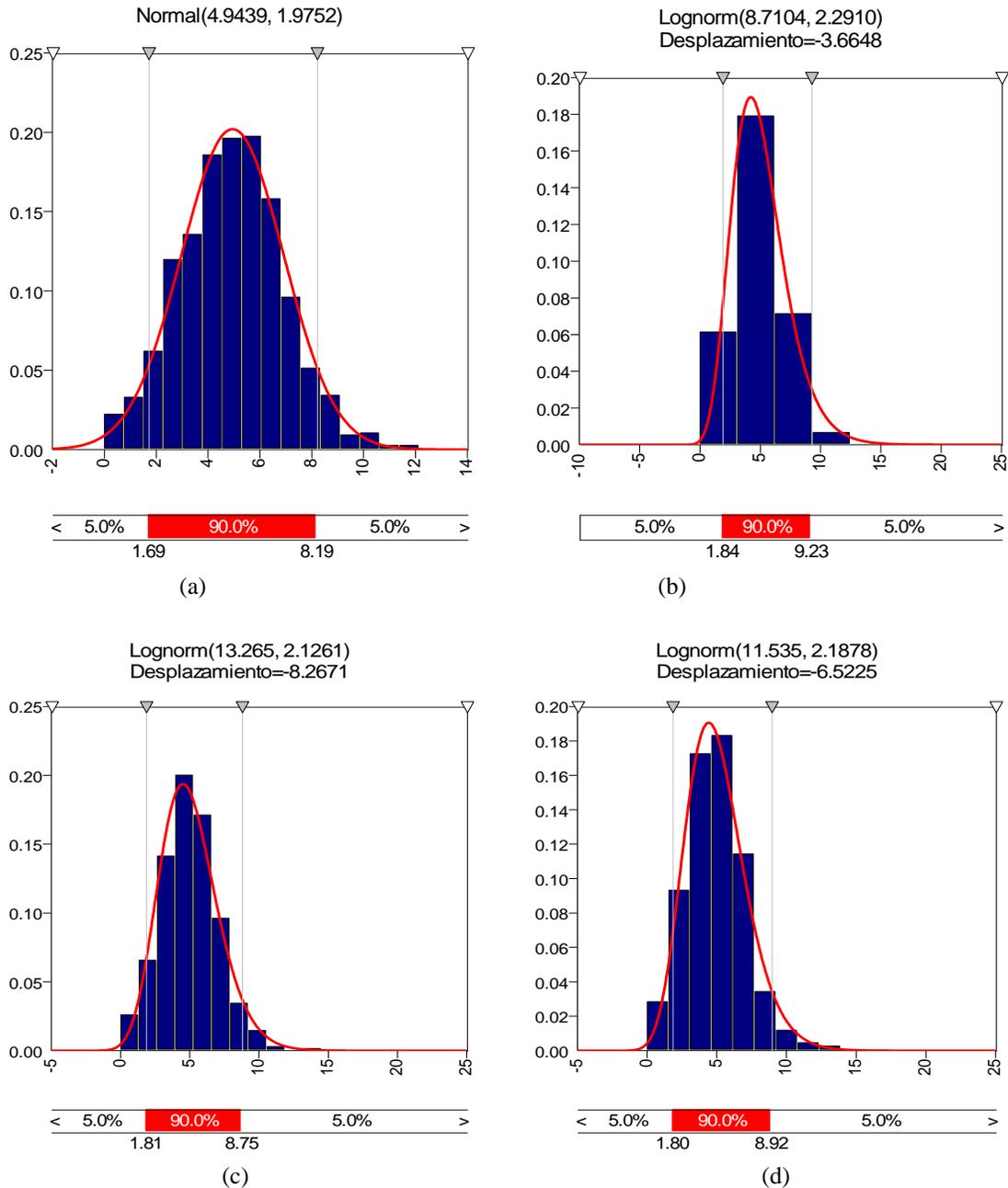


Figura 4.10. Distribuciones de probabilidad de defectos en mm, Modelo de Paris,
 (a) Condición inicial, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años

Por otro lado, mediante el empleo del modelo de Slowik (ec.10), se analizó la evolución de defectos iniciales en la superestructura (Fig. 4.11), considerando como condición inicial una distribución normal de defectos, y constantes $C = 0.000032$, $m=2$, $n=13.5$, $p=0.7$, una tenacidad a la fractura $K_{IC} = 2.1MN\cdot m^{-3/2}$. Para la estimación de los factores de intensidad de esfuerzos K_{ISUP} , K_{IMAX} , se consideraron valores de esfuerzos σ_{ISUP} , σ_{IMAX} , a 1 y 3 desviaciones estándar ($\sigma_{ISUP} = 7.768$ MPa, $\sigma_{IMAX} = 6.3488$ MPa) de la media en la distribución de esfuerzos determinada en la simulación.

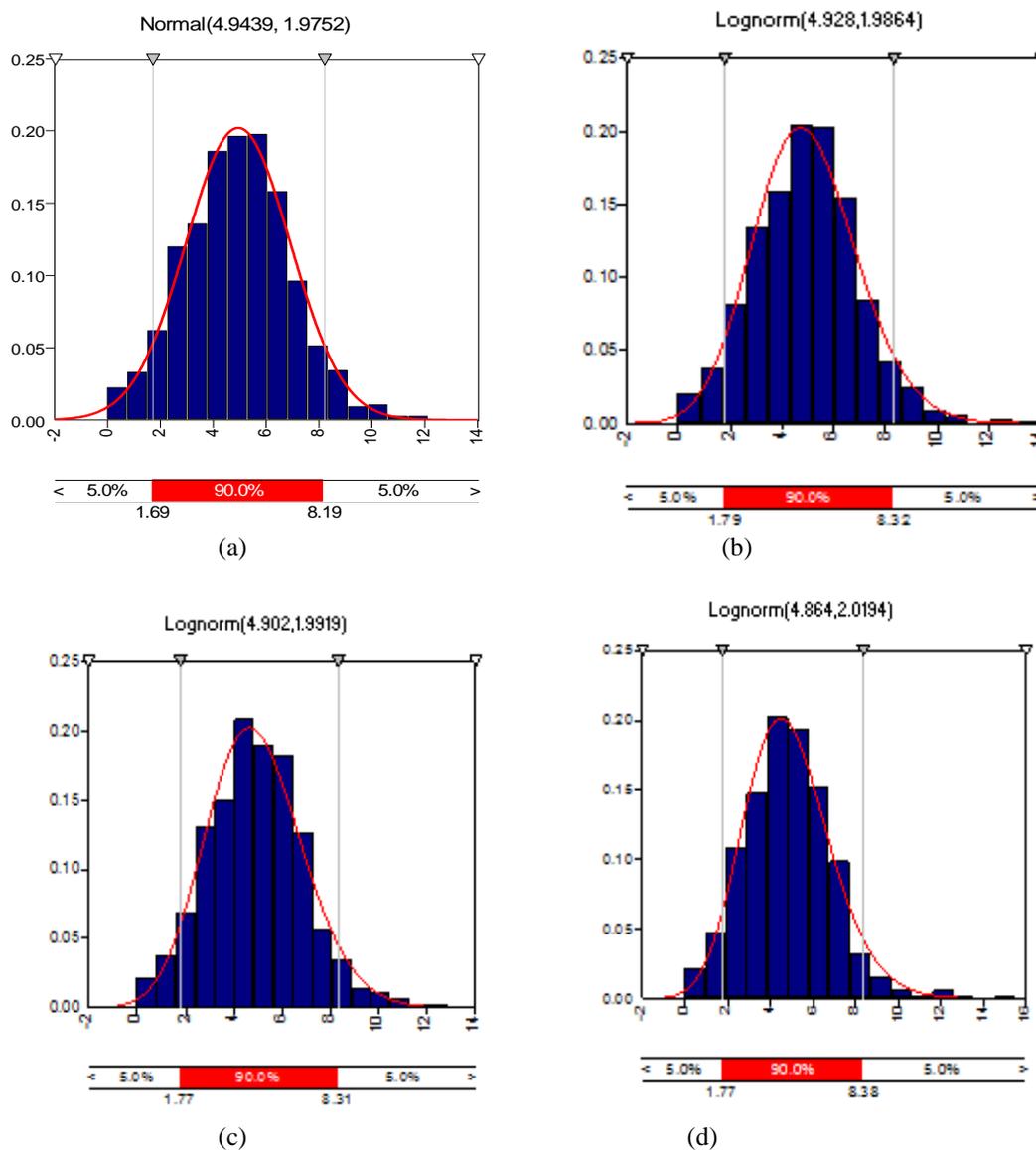


Figura 4.11. Distribuciones de probabilidad de defectos en mm, Modelo de Slowik,
 (a) Condición inicial, (b) 10 años, (c) 20 años, (d) 30 años

Es importante hacer notar que durante la evaluación del crecimiento de grieta en el intervalo de tiempo analizado, el porcentaje de defectos que sobrepasa el tamaño de grieta crítico, crece como se muestra en la fig. 4.12, puede verse que en 30 años, con el modelo de Paris, existe un 2.4% de probabilidad de que éstos alcancen un tamaño de grieta crítica (25 mm), mientras que con el modelo de Slowik, el cual involucra el efecto de sobrecargas, esta probabilidad llega a 5.40%, generando daños significativos en los elementos de concreto reforzado.

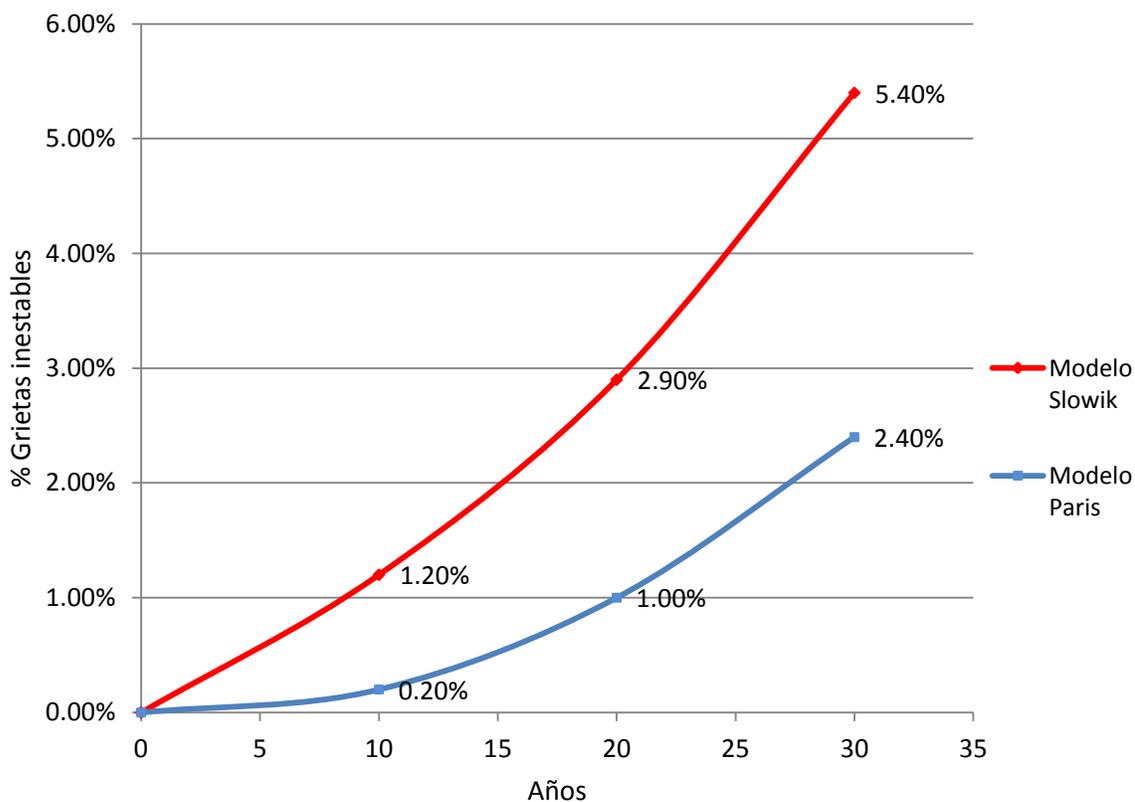


Figura 4.12. Porcentaje de defectos que rebasan el tamaño de grieta crítica.

4.2 Conclusiones

La simulación Monte Carlo es una herramienta poderosa para simular el deterioro estructural de los puentes carreteros en condiciones de carga variable que pueden ser representadas estadísticamente. Una vez que la información estadística de las condiciones de carga está disponible, mediante el análisis de un modelo de elementos finitos de un puente dado, la fiabilidad estructural puede ser calculada con un modelo de daño apropiado para evaluar el deterioro del puente.

Para el caso estudiado (puente “tipo”, claro corto) la distribución de probabilidad de esfuerzos se mantiene prácticamente constante con los distintos escenarios de carga proyectados, ya que el incremento en el flujo vehicular solo afecta los porcentajes de ocupación del puente (vacío, 1 ó 2 vehículos), observándose que aún con la aparición de un segundo vehículo en su posición crítica (probabilidad baja), el incremento en la magnitud del esfuerzo es de aproximadamente un 20%, afectándose poco esta distribución.

De los modelos de fatiga empleados y la distribución de los defectos resultantes, se observó que la distribución de los defectos de tamaño no crítico, sufre cambios poco significativos en el tiempo debido al hecho de que defectos de tamaño grande evolucionan a grandes grietas rápidamente, mientras que los defectos de tamaño pequeño evolucionan de manera muy lenta, conservándose prácticamente la misma distribución de tamaños en el tiempo. Sin embargo, aplicando el modelo de crecimiento de grieta de Paris, la probabilidad de que un defecto inicial alcance su tamaño de grieta crítica en los 30 años de servicio de la estructura, bajo condiciones de mantenimiento nulo, es de 2.4%, mientras que con el modelo de Slowik, esta probabilidad llega a ser del 5.4%.

Las diferencias observadas en estas probabilidades, aplicando los dos modelos descritos anteriormente, estriban en el hecho de que el modelo de Slowik considera el efecto de la sobrecarga, acelerando el proceso de crecimiento de defectos de tamaño considerable. Este efecto puede observarse en las figuras 2.2, en donde se muestra que para valores de ΔK comprendidos entre 0.2 y 0.3 (Fase final), la velocidad de crecimiento es

mayor en el modelo propuesto por Slowik que en el modelo de Paris, generando que los porcentajes de defectos inestables sean mayores en el modelo de Slowik debido a la consideración de la variación en los esfuerzos aplicados, siendo éste último el modelo que mejor representa el fenómeno del crecimiento de grieta, debido al carácter fluctuante de la carga imprimida por el tránsito vehicular en nuestras carreteras.

4.3 Trabajos futuros

Los resultados obtenidos en este estudio contemplan el fenómeno de fatiga como mecanismo de degradación de la estructura, no obstante, es posible un refinamiento del modelo mediante la inclusión del fenómeno de corrosión, ya que como se sabe, no es necesaria una exposición total del acero para que el proceso de corrosión se active.

Mediante el desarrollo de modelos paramétricos de puentes de concreto reforzado, y el apoyo de pruebas de campo simplificadas, podría evaluarse la condición estructural mediante simulación Monte Carlo de los puentes compuestos por este material, e inscribirla como una herramienta más de evaluación de la integridad de nuestra infraestructura carretera en los sistemas de gestión de puentes.

Bibliografía

-ACI Committee 215, 1974.

Consideration for design of concrete structures subjected to fatigue loading
ACI, Journal.

- Aktan A E, Helmicki A J, and Hunt V J, 1998.

Issues in Health Monitoring for Intelligent Infrastructure
Journal of Smart Materials and Structures, **7**

- Aktan A E, and K A Grimmelsman, 1999

The Role of NDE in Bridge Health Monitoring, Proceedings of the SPIE:
Conference on Nondestructive Evaluation of Bridges and Highways II,
Newport Beach, California

- Anderson, T.L. 2001.

Fracture Mechanics. Fundamentals and applications.
Department of Mechanical Engineering Texas University, 1995
Engineering research series. London.

- Bastidas-Arteaga Emilio, Philippe Bressolette, Alaa Chateauneuf, 2009

Mauricio Sánchez-Silva.

Probabilistic lifetime assessment of RC structures under coupled corrosion–fatigue
deterioration processes.

Structural safety

-Bažant, Z. P., and Xu, K., 1991.

Size Effect in Fatigue Fracture of Concrete
ACI-Materials Journal.

- Buyukozturk Oral and Gunes Oguz, 1998.
Deterioration and nondestructive evaluation of concrete.
Symposium Proceedings, Performance of Concrete Structures in The Arabian Gulf Environment, pp.216-229, Dhahran, Saudi Arabia, November 15-17.

- Carpinteri, Andrea *, Spagnoli Andrea, Vantadori Sabrina, 2004.
A fracture mechanics model for a composite beam with multiple reinforcements under cyclic bending
International Journal of Solids and structures.

- Carrión Viramontes, Francisco Javier; Quintana Rodríguez, Juan Antonio; Lomelí González, María Guadalupe; Martínez Madrid, Miguel, 2003.
La evaluación no destructiva de materiales estructurales y puentes.
Publicación Técnica No.301, Instituto Mexicano del Transporte.

- Carrión Viramontes, Francisco Javier; Quintana Rodríguez, Juan Antonio; López López José Alfredo; Balankin Alexander; Samayoa Ochoa, Didier. 2006.
Metodologías de inspección no destructiva aplicables a sistemas de gestión de Puentes.
Publicación Técnica No.302, Instituto Mexicano del Transporte.

- Chase S B, 1996.
Developing NDT Technologies for the Next Century, Structural Materials Technology: An NDT Conference, San Diego, California.

- Cortes Yah, Karina Guadalupe, 2008.
Modelo probabilista de daño por corrosión en ductos terrestres de transporte de hidrocarburos.
Tesis de grado, Maestría en Ciencias, Estructuras, IPN.

- Costa, J.M. 2005.
Diccionario de Química Física
Ed. Díaz de Santos.

- Doebling S W, Ch R Farrar, and M B Prime, 1998.
A Summary Review of Vibration-Based Damage Identification Methods,
The Shock and Vibration Digest.

- Etube LS. 2001.
Fatigue and fracture mechanics of offshore structures.
Engineering research series. London.

- FHWA Report U.S. Department of Transportation. 1989
The Status of the Nation's Highways and Bridges: Conditions and Performance-
Highway Bridge Replacement and Rehabilitation Program.

- Foreman, R. G.; Kearney, V. E.; and Engle, 1967.
Numerical Analysis of Crack Propagation in Cyclic-Loaded Structures
Journal of Basic Engineering.

- Hernández Albañil Héctor, Espejo Mora Edgar, 2002.
Mecánica de fractura y análisis de falla.
Universidad Nacional de Colombia

- Investigación operativa I, apuntes, 2005.
Facultad de ciencias exactas, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos
Aires, curso.

- Kaplan M.F. 1961.
Crack Propagation and the fracture of concrete.
Journal of the American Concrete Institute.

- Lounis, Z. and Madanat, S.M. 2002.
Integrating mechanistic and statistical deterioration models for effective bridge management.
7th ASCE International Conference on Applications of Advanced Technology in Transportation.

- Madenci Erdogan, Guven Ibrahim. 2006.
The Finite Element Method and Applications in Engineering Using ANSYS
Springer.

- Neild S.A., Williams M.S., McFadden P.D. 2002.
Non-linear behavior of reinforced concrete beams under low amplitude cyclic and vibration loads
Engineering Structures.

- Paris, P.C., Gomez, M.P. 1961.
A Rational Analytic Theory of fatigue
The Trend in Engineering, Vol. 13.

- Paris, P.C., Erdogan, F. 1960.
A Critical Analysis of Crack Propagation Laws
Journal of Basic Engineering, Vol.85.

- Rao K. Balaji, Appa Rao. 2004.
Stochastic modelling of crack width in reinforced concrete beams subjected to fatigue Loading. Engineering Structures.

- Rao, K. Balaji; Rao Appa. 1991.
Probabilistic analysis of crack widths in RC beams under fatigue loading.
Proceedings of International Symposium on Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures.

- Schlafli M, Bruhweiler E. 1998.
Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs.
Engineering Structures.

- Slowik Volker; Plizzari, Giovanni Angelo; and Saouma, Victor E. 1996.
Fracture of Concrete Under Variable Amplitude Fatigue Loading
ACI-Materials Journal.

- Spencer F W, 1996.
Visual Inspection Research Project on Benchmark Inspection,
Technical Report DOT/FAA/AR-96/05, U S Department of Transportation,
Federal Aviation Administration.

- Thomas G, 1995.
Overview of Nondestructive Evaluation Technologies, Proceedings of the
SPIE: *Conference on Nondestructive Evaluation of Aging Utilities,* Oakland,
California.

- Torres-Acosta, Andrés. 1999.
Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride
contaminated Concrete.
Disertación doctoral, (University of South Florida, USA).

- Torres Acosta, Andrés; Martínez Madrid, Miguel, 2001.
Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad
Publicación técnica No. 181 Instituto Mexicano del Transporte

- Torres Marco A.; Ruiz Sonia E., 2007.
Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time.
Engineering structures

- Walker, E. K., 1970.
Effect of Stress Ratio during Crack Propagation and Fatigue for 2024-t3 and
7075-t6 Aluminum.
American Society for Testing and Materials STP 462, M. S. Rosenfeld.

- Zanuy Carlos, Pablo de la Fuente, Luis Albajar. 2007.
Effect of fatigue degradation of the compression zone of concrete in reinforced
concrete sections.
Engineering Structures.

Apéndice A

Revisión de base de datos SIPUMEX

Análisis de atributos geométricos y composición de puentes

Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), Comisión Nacional de Electricidad (CFE) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) tienen sus propios programas de conservación de puentes. El más ambicioso de estos programas fue implantado por SCT, firmado en 1992 con el Directorio Danés de Carreteras. Este programa lleva como nombre SIPUMEX. El Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) permite contar con un inventario de la totalidad de los puentes de la Red Federal de Carreteras, en el que se incluyen las características, ubicación y estado físico. Ello permite efectuar una priorización de las necesidades de mantenimiento y rehabilitación, con lo que se logra una optimización de los recursos aplicables, atendiendo al mismo tiempo a la seguridad de los usuarios.

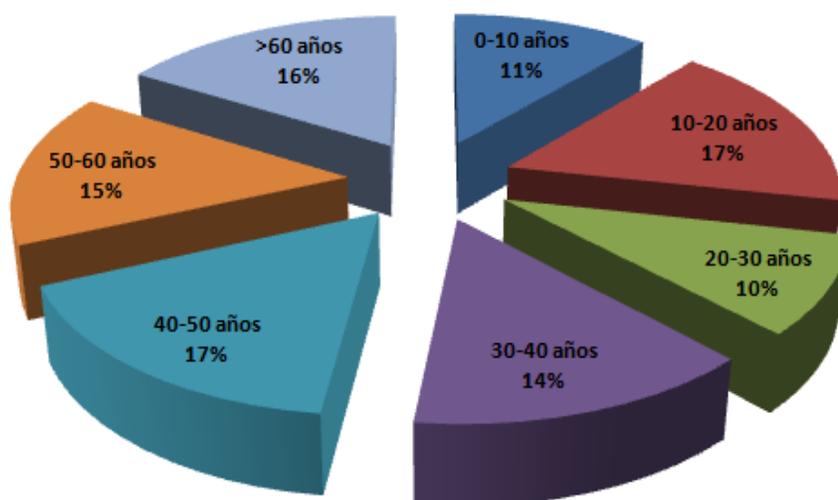
Al inicio, se emplearon inspecciones visuales para evaluar diferentes partes de los puentes, y determinar un índice de la calificación de la condición estructural calculada del promedio de calificaciones individuales ponderadas de acuerdo con la importancia. Inicialmente, el resultado general del sistema de administración fue la visión global y calificación de todo el inventario de puentes con su tipo, tamaño, condición, localización, etc. (Carrión, 2006).

A continuación se presenta un análisis de la base de datos del Sistema Puentes de México (SIPUMEX) con el objeto de determinar los atributos geométricos más representativos del conjunto de puentes de este inventario.

- Edad de Puentes

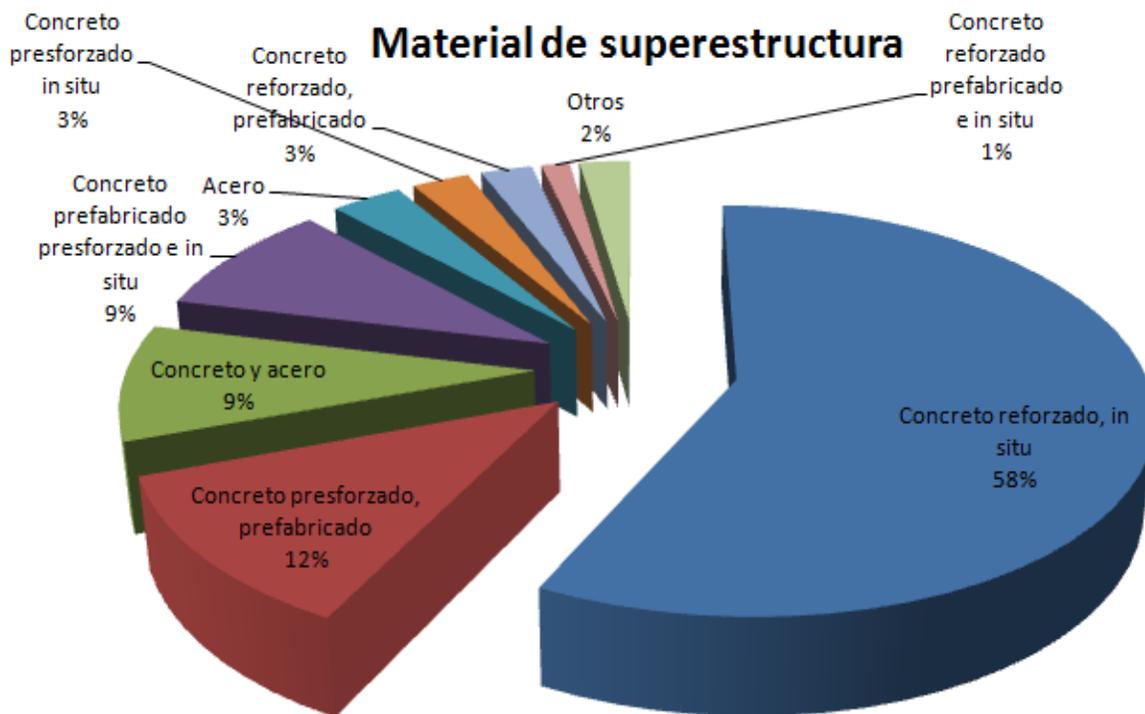
Edad de puentes		
Edad	Cantidad	Porcentaje
0-10 años	860	11.34%
10-20 años	1287	16.97%
20-30 años	720	9.49%
30-40 años	1071	14.12%
40-50 años	1250	2.96%
50-60 años	1155	15.23%
>60 años	1242	16.38%

Edad de puentes



- Material de composición de la superestructura

Material	Cantidad	Porcentaje
Concreto reforzado, in situ	4360	57.39%
Concreto presforzado, prefabricado	916	12.06%
Concreto y acero	704	9.27%
Concreto prefabricado presforzado in situ	694	9.14%
Acero	254	3.34%
Concreto presforzado in situ	206	2.71%
Concreto reforzado, prefabricado	183	2.41%
Concreto reforzado prefabricado e in situ	100	1.32%
Otros	180	2.00%



A continuación se muestra el análisis del número de claros con los que cuenta el conjunto de puentes de concreto reforzado (57.39%),

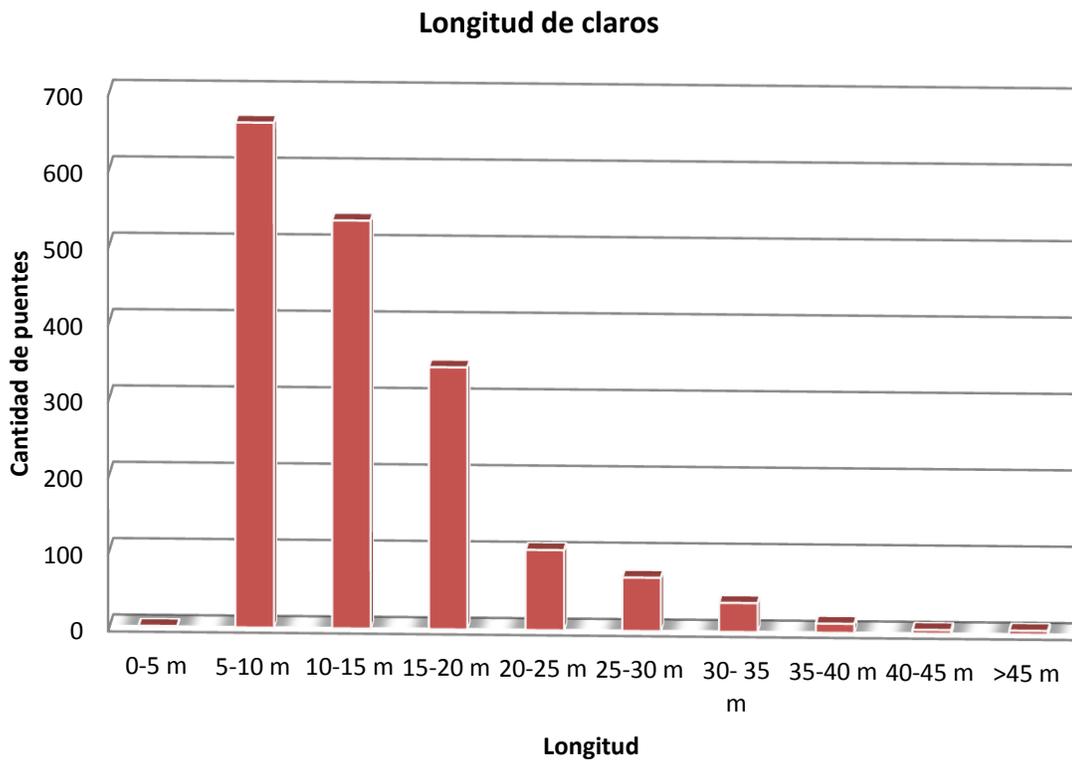
-Número de claros en los puentes

Claro de puentes	Número de puentes	Porcentaje
1	1790	41.05%
2	1066	24.45%
3	939	21.53%
4	241	5.52%
> 4	324	7.43%



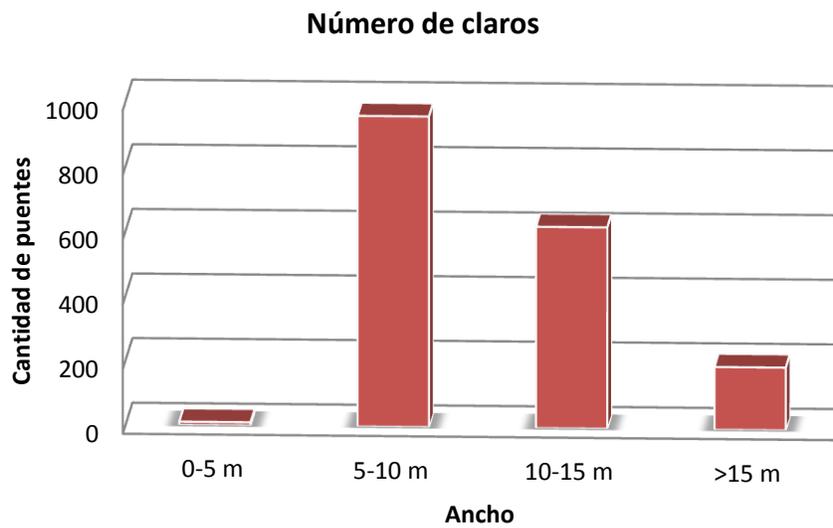
Analizando la longitud de los claros de este subconjunto, se tiene lo siguiente:

Longitud de claro	Cantidad de puentes	Porcentaje
0-5 m	1	0.06%
5-10 m	661	37.26%
10-15 m	534	30.10%
15-20 m	343	19.33%
20-25 m	105	5.92%
25-30 m	70	3.95%
30-35 m	38	2.14%
35-40 m	12	0.68%
40-45 m	5	0.28%
>45 m	5	0.28%



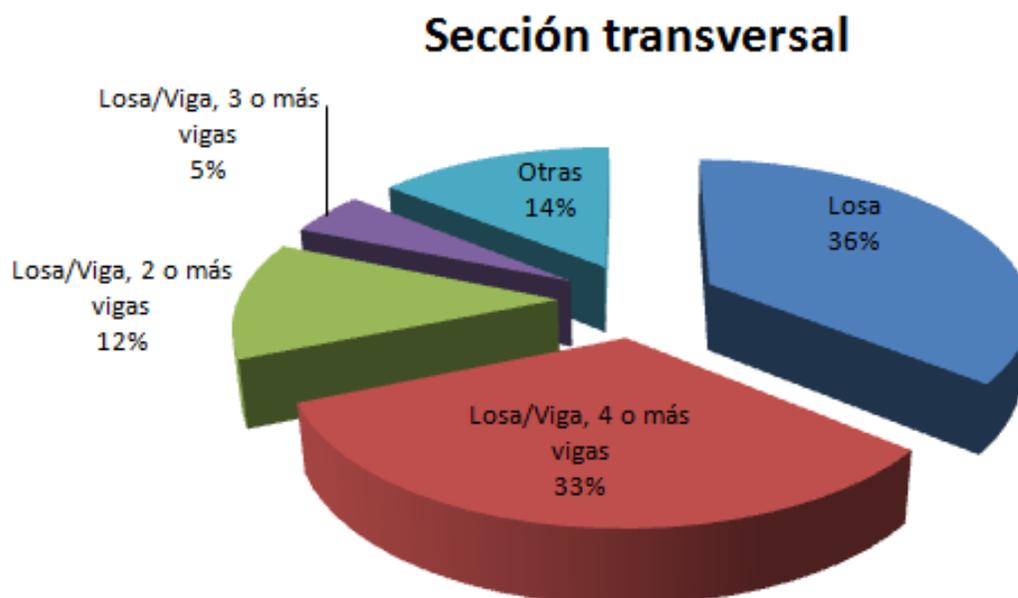
Analizando el ancho de la sección transversal de este subconjunto, se tiene lo siguiente:

Ancho total de puente	Cantidad de puentes	Porcentaje
0-5 m	10	10.83%
5-10 m	961	45.00%
10 -15 m	623	34.12%
>15 m	194	4.82%



Del conjunto total de puentes registrados en la base de datos, la superestructura está conformada por:

Tipo de sección transversal		
Sección transversal	Cantidad	Porcentaje
Losa	2728	35.89%
Losa/Viga, 4 o más vigas	2499	32.88%
Losa/Viga, 2 o más vigas	949	12.49%
Losa/Viga, 3 o más vigas	354	4.66%
Otras	1071	14.09%



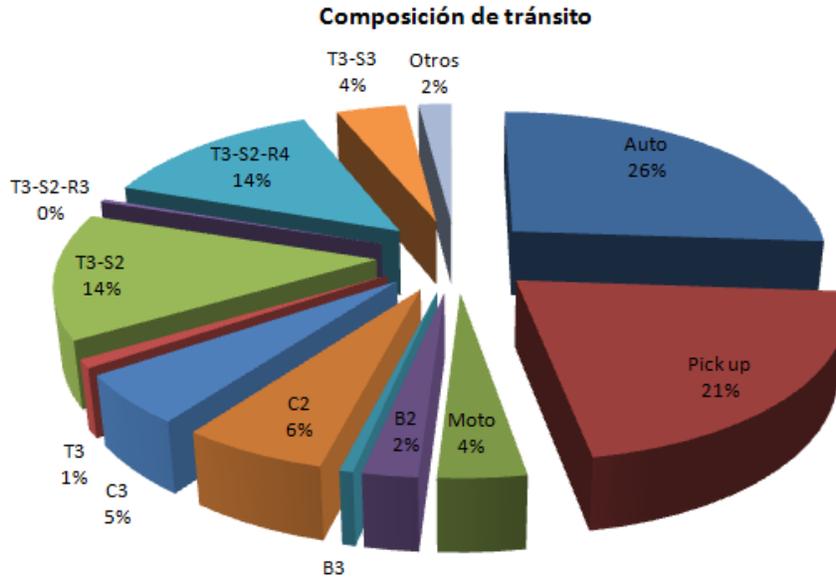
Apéndice B

**Análisis de aforo vehicular en el puente Río Papaloapan ubicado en el tramo carretero
(cuota) de La Tinaja a Cosoleacaque en el estado de Veracruz.**

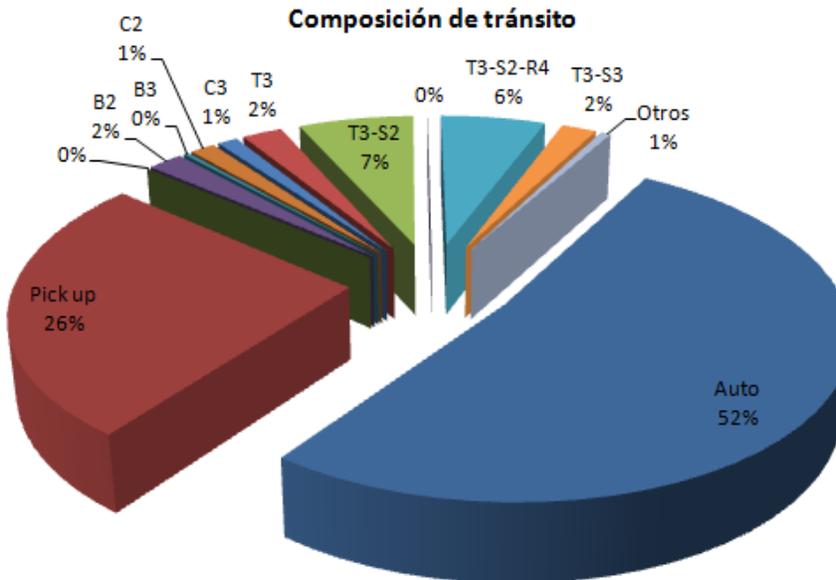
-Composición vehicular

A continuación se presenta la información correspondiente al aforo vehicular en el puente Río Papaloapan ubicado en el tramo carretero (cuota) de La Tinaja a Cosoleacaque en el estado de Veracruz, en dirección Coatzacoalcos.

Carril de baja velocidad



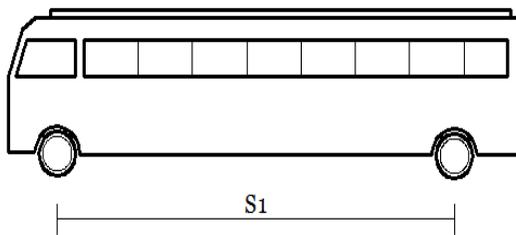
Carril de alta velocidad



- Número y distancias entre ejes de vehículos registrados

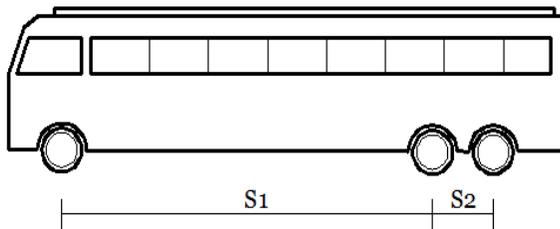
En seguida se muestran para cada una de las configuraciones vehiculares anteriores, las distancias consideradas entre cada uno de sus ejes.

Tipo de vehículo	Numero de ejes	Distancia entre ejes (m)
B2	2	S1
		5.25



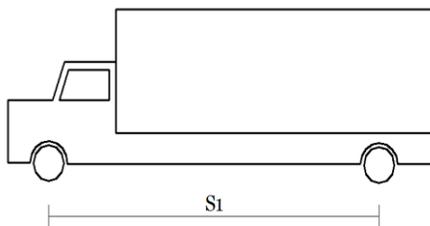
Vehículo B2

Tipo de vehículo	Numero de ejes	Distancia entre ejes (m)	
B3	3	S1	S2
		4.0	1.25



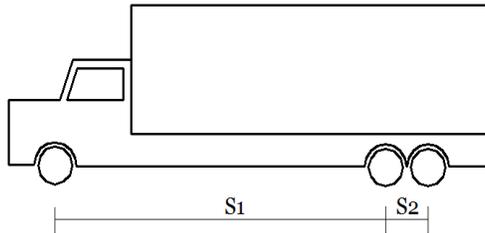
Vehículo B3

Tipo de vehículo	Numero de ejes	Distancia entre ejes (m)
C2	2	S1
		5.25



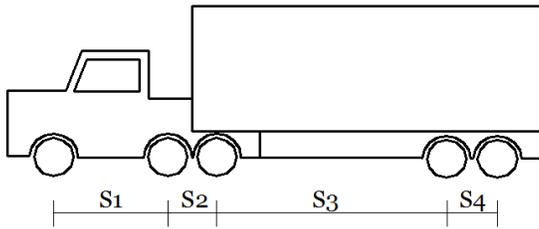
Vehículo C2

Tipo de vehículo	Numero de ejes	Distancia entre ejes (m)	
		S1	S2
C3	3	4.0	1.25



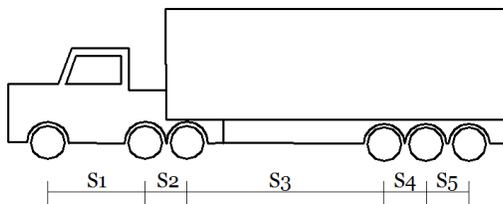
Vehículo C3

Tipo de vehículo	Numero de ejes	Distancia entre ejes (m)			
		S1	S2	S3	S4
T3-S2	5	4.25	1.25	12.5	1.25



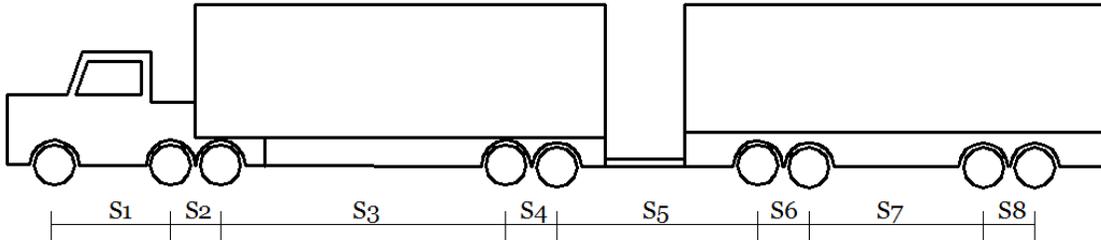
Vehículo T3-S2

Tipo de vehículo	Numero de ejes	Distancia entre ejes (m)				
		S1	S2	S3	S4	S5
T3-S3	5	4.25	1.25	11.25	1.25	1.25



Vehículo T3-S3

Tipo de vehículo	Numero de ejes	Distancia entre ejes (m)							
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
T3-S2-R4	9	5.5	1.25	8.5	1.25	2.5	1.25	8.5	1.25



Según la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2008, Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal. El ancho máximo autorizado para todas las clases de vehículos que transitan en los diferentes tipos de caminos, será de 2,60 m, este ancho máximo no incluye los espejos retrovisores, elementos de sujeción y demás aditamentos para el aseguramiento de la carga, sin embargo, se tomará como 2 m la distancia máxima entre ejes para todos los vehículos.

-Condición de carga en vehículos

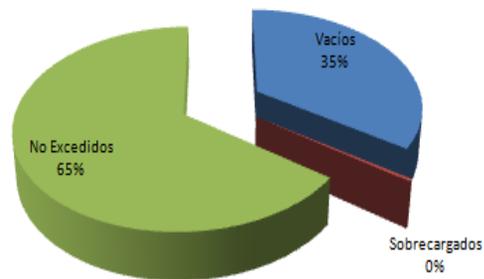
A continuación se muestran las cantidades registradas de cada uno de estos vehículos, con los porcentajes de estos que circulan vacíos, sobrecargados y no excedidos en peso bruto vehicular, considerando únicamente aquellos que transitan en la dirección La Tinaja-Cosoleacaque.

-Vehículos tipo C2

Vehículo automotor de 2 ejes y 6 llantas, destinado al transporte de carga con peso bruto vehicular mayor a 4 ton.

C2	542	
----	-----	--

Vehículos	Cantidad	Porcentaje
Vacíos	187	34.50%
Sobrecargados	2	0.37%
No Excedidos	353	65.13%

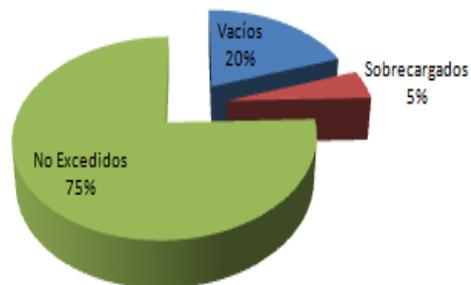


-Vehículos tipo C3

Vehículo automotor de 3 ejes y 8 llantas, destinado al transporte de carga con peso bruto vehicular mayor a 4 ton.

C3	519	
----	-----	--

Vehículos	Cantidad	Porcentaje
Vacíos	102	19.65%
Sobrecargados	25	4.82%
No Excedidos	392	75.53%

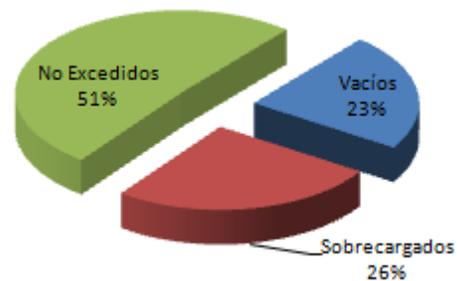


-Vehículos tipo T3-S2

Vehículo destinado al transporte de carga, constituido por un tractocamión y un semirremolque.

T3-S2	783	
-------	-----	--

Vehículos	Cantidad	Porcentaje
Vacíos	179	22.86%
Sobrecargados	205	26.18%
No Excedidos	398	50.83%



-Vehículos tipo T3-S3

Vehículo destinado al transporte de carga, constituido por un tractocamión y un semirremolque.

T3-S3	314	
-------	-----	--

Vehículos	Cantidad	Porcentaje
Vacíos	110	35.03%
Sobrecargados	125	39.81%
No Excedidos	78	24.84%



-Vehículos tipo T3-S2-R4

Vehículo destinado al transporte de carga, constituido por un tractocamión y dos semirremolques.

T3-S2-R4	662	
----------	-----	--

Vehículos	Cantidad	Porcentaje
Vacíos	202	30.51%
Sobrecargados	228	34.44%
No Excedidos	232	35.05%



-Vehículos Ligeros y autobuses

Estos vehículos fueron considerados con un peso constante de 3 ton, independientemente de su porcentaje de ocupación. Lo mismo con los vehículos de pasajeros B2 y B3, considerándolos con peso fijo de 17.5 y 21.5 ton respectivamente.

- Peso Bruto Vehicular

Del estudio correspondiente a la caseta Sayula (No.152) ubicada en el tramo carretero (cuota) de La Tinaja a Cosoleacaque en el estado de Veracruz, se determinaron las distribuciones del Peso Bruto Vehicular registrado, a continuación se muestra un resumen de este análisis.

-Vehículos C2

Vehículos vacíos

Los vehículos vacíos representan el 34.50% del total de vehículos registrados, se consideró un Peso Bruto Vehicular promedio de 4.2 ton.

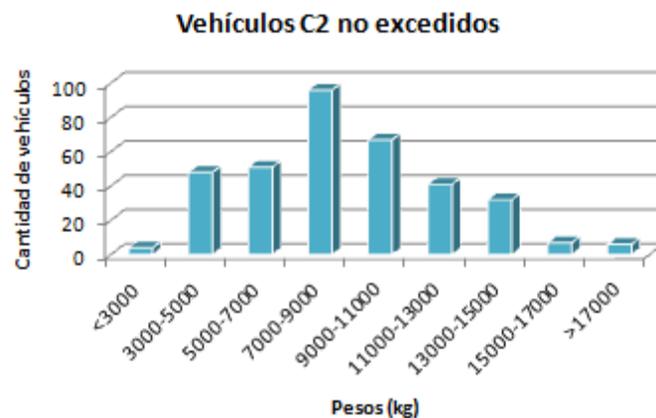
Vehículos excedidos

Los vehículos excedidos representan el 0.37% del total de vehículos registrados, para estos vehículos se consideró un Peso Bruto Vehicular promedio de 20.8 ton.

Vehículos no excedidos

Los vehículos no excedidos representan el 65.13% del total de vehículos registrados, para este conjunto se presenta a continuación la distribución de frecuencias de los pesos registrados.

Pesos (kg)	Cantidad
<3000	4
3000-5000	48
5000-7000	51
7000-9000	96
9000-11000	67
11000-13000	41
13000-15000	32
15000-17000	7
>17000	6



-Vehículos C3

Vehículos vacíos

Los vehículos vacíos representan el 19.65% del total de vehículos registrados, para este conjunto se consideró un Peso Bruto Vehicular promedio de 8 ton.

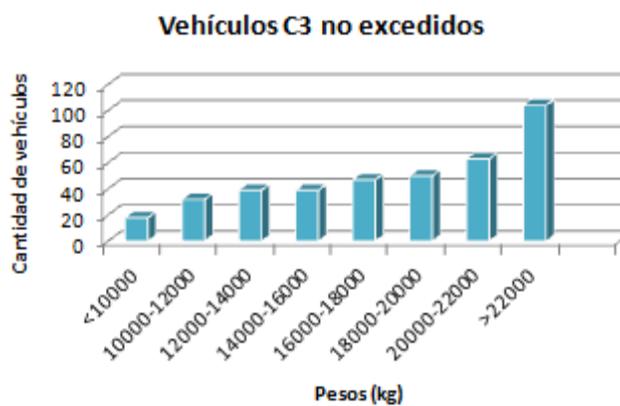
Vehículos excedidos

Los vehículos excedidos representan el 4.8% del total de vehículos registrados, para estos vehículos se consideró un Peso Bruto Vehicular promedio de 28 ton.

Vehículos no excedidos

Los vehículos no excedidos representan el 75.53% del total de vehículos registrados, para este conjunto se presenta a continuación la distribución de frecuencias de los pesos registrados.

Pesos (kg)	Cantidad
<10000	18
10000-12000	32
12000-14000	39
14000-16000	39
16000-18000	47
18000-20000	50
20000-22000	63
>22000	104



-Vehículos T3-S2

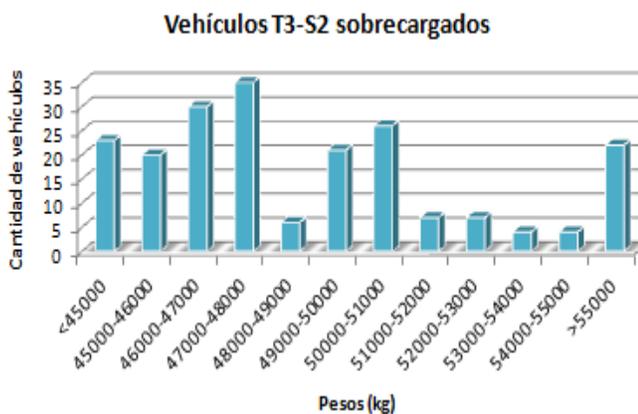
Vehículos vacíos

Los vehículos vacíos representan el 22.86% del total de vehículos registrados, para estos vehículos se consideró un Peso Bruto Vehicular promedio de 19.88 ton.

Vehículos excedidos

Los vehículos excedidos representan el 26.18% del total de vehículos registrados, para este conjunto se presenta a continuación la distribución de frecuencias de los pesos registrados.

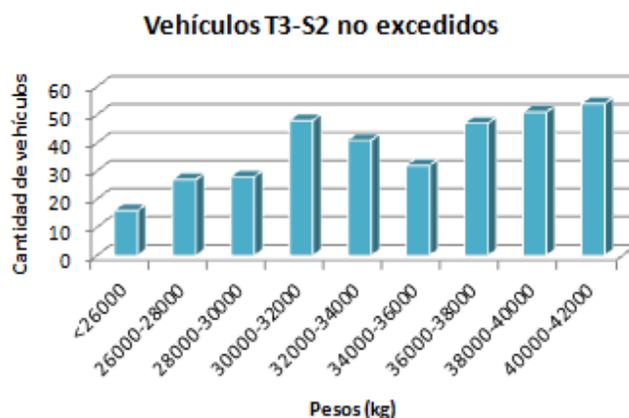
Pesos (kg)	Cantidad
<45000	23
45000-46000	20
46000-47000	30
47000-48000	35
48000-49000	6
49000-50000	21
50000-51000	26
51000-52000	7
52000-53000	7
53000-54000	4
54000-55000	4
>55000	22



Vehículos no excedidos

Los vehículos no excedidos representan el 42.68% del total de vehículos registrados, para este conjunto se presenta a continuación la distribución de frecuencias de los pesos registrados.

Pesos (kg)	Cantidad
<26000	16
26000-28000	27
28000-30000	28
30000-32000	48
32000-34000	41
34000-36000	32
36000-38000	47
38000-40000	51
40000-42000	54
42000-44000	54



-Vehículos T3-S3

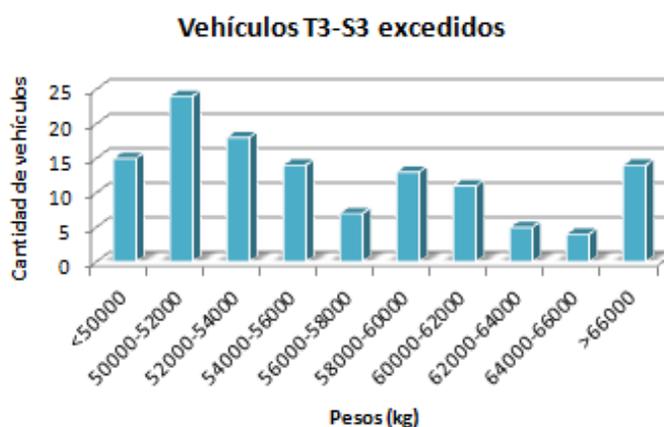
Vehículos vacíos

Los vehículos vacíos representan el 35.03% del total de vehículos registrados, para estos vehículos se consideró un Peso Bruto Vehicular promedio de 25.7 ton.

Vehículos excedidos

Los vehículos excedidos representan el 39.81% del total de vehículos registrados, para este conjunto se presenta a continuación la distribución de frecuencias de los pesos registrados.

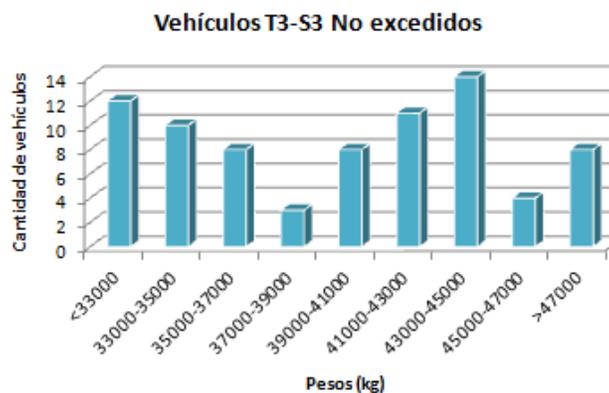
Pesos (kg)	Cantidad
<50000	15
50000-52000	24
52000-54000	18
54000-56000	14
56000-58000	7
58000-60000	13
60000-62000	11
62000-64000	5
64000-66000	4
>66000	14



Vehículos no excedidos

Los vehículos no excedidos representan el 24.84% del total de vehículos registrados,

Pesos (kg)	Cantidad
<33000	12
33000-35000	10
35000-37000	8
37000-39000	3
39000-41000	8
41000-43000	11
43000-45000	14
45000-47000	4
>47000	8



-Vehículos T3-S2-R4

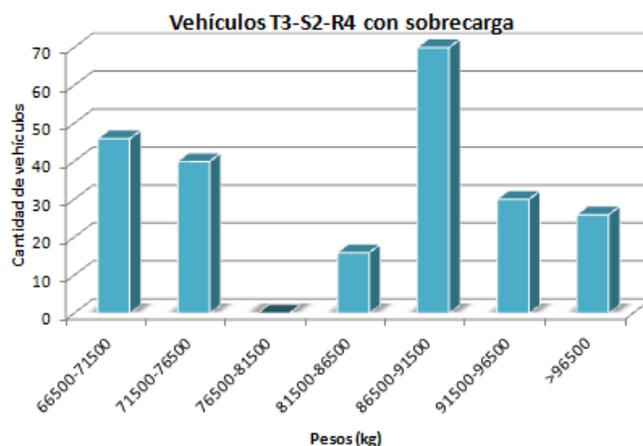
Vehículos vacíos

Los vehículos vacíos representan el 30.51% del total de vehículos registrados, para estos vehículos se consideró un Peso Bruto Vehicular promedio de 40 ton.

Vehículos excedidos

Los vehículos excedidos representan el 34.44% del total de vehículos registrados, para este conjunto se presenta a continuación la distribución de frecuencias de los pesos registrados.

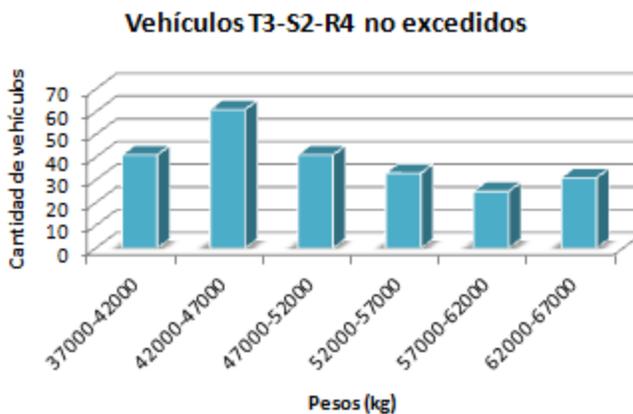
Pesos	Cantidad de vehículos
66500-71500	46
71500-76500	40
76500-81500	0
81500-86500	16
86500-91500	70
91500-96500	30
>96500	26



Vehículos no excedidos

Los vehículos no excedidos representan el 35.05% del total de vehículos registrados, para este conjunto se presenta a continuación la distribución de frecuencias de los pesos registrados.

Pesos	Cantidad de vehículos
37000-42000	41
42000-47000	61
47000-52000	41
52000-57000	33
57000-62000	25
62000-67000	31

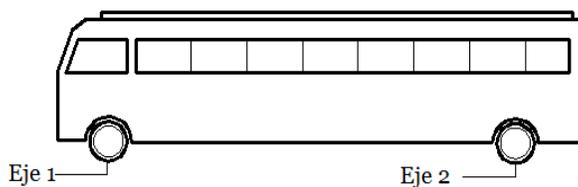


- Distribución del peso en los ejes

Por otro lado, de este estudio de aforo y pesaje vehicular se determinaron los pesos por cada eje de los diferentes vehículos, a continuación se presentan los porcentajes promedio de distribución del peso en cada uno de estos ejes.

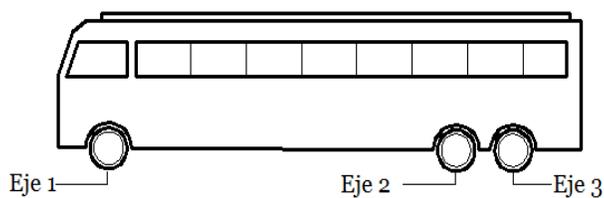
-Vehículo B2

Ejes de vehículo	Eje 1	Eje 2
Porcentaje del peso total promedio	50%	50%



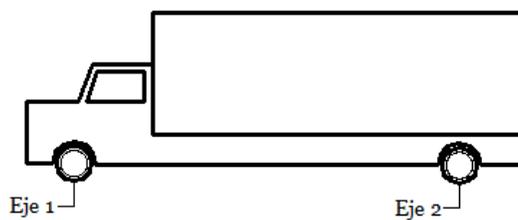
-Vehículo B3

Ejes de vehículo	Eje 1	Eje 2	Eje 3
Porcentaje del peso total promedio	25.0%	37.5%	37.5%



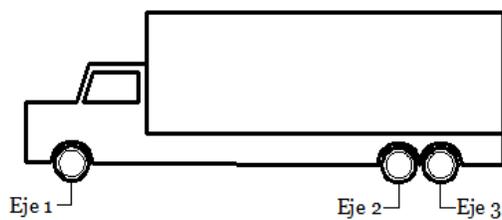
-Vehículo C2

Ejes de vehículo	Eje 1	Eje 2
Porcentaje del peso total promedio	40%	60%



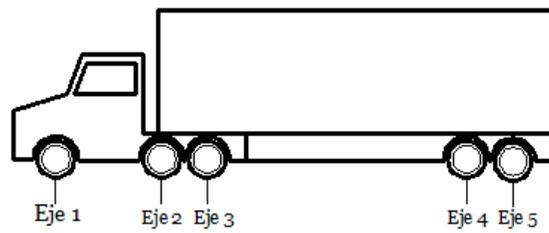
-Vehículos C3

Ejes de vehículo	Eje 1	Eje 2	Eje 3
Porcentaje del peso total promedio	25.0%	37.5%	37.5%



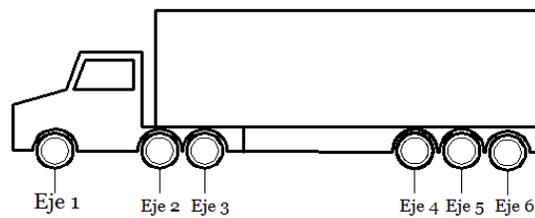
-Vehículos T3-S2

Ejes de vehículo	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5
Porcentaje del peso total promedio	15.00%	21.25%	21.25%	21.25%	21.25%



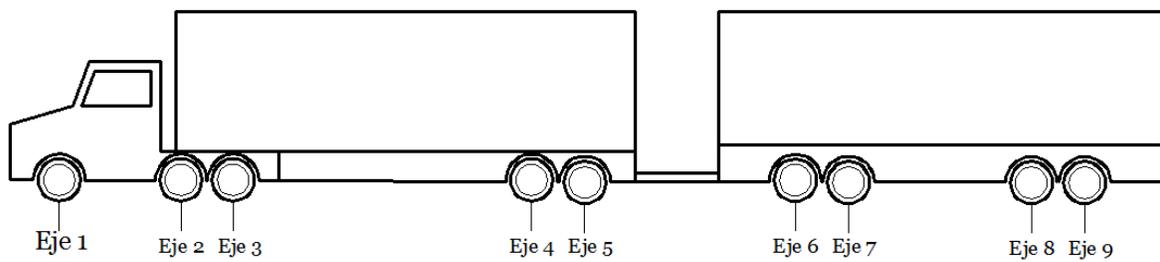
-Vehículos T3-S3

Ejes de vehículo	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6
Porcentaje del peso total promedio	12.00%	20.00%	20.00%	16.00%	16.00%	16.00%



-Vehículos T3-S2-R4

Ejes de vehículo	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6	Eje 7	Eje 8	Eje 9
Porcentaje del peso total promedio	8.0 %	11.5%	11.5%	11.5%	11.5%	11.5%	11.5%	11.5%	11.5%



-Vehículos ligeros

La distribución del peso en este tipo de vehículos se considerará del 50% en cada uno de los dos ejes.

- Porcentajes de ocupación vehicular

Según el estudio estadístico de datos del aforo vehicular realizado en el puente Papaloapan, ubicado sobre el tramo carretero La Tinaja-Acayucan en Veracruz, incluido en la tesis de doctorado “Análisis del Método de Búsqueda Global para la Detección de Daño y Monitoreo Estructural de Puentes” del Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez, los porcentajes de ocupación vehicular sobre este puente son los siguientes:

Número de vehículos	Probabilidad de ocurrencia (%)
0	19.98
1	26.31
2	28.74
3	15.17
4	6.51
5	2.43
6	0.67
7	0.10
8	0.04
9	0.002

- Porcentajes de ocupación vehicular por carril

Carril	Dirección Tinaja		Dirección Acayucan	
	Carril de baja velocidad	Carril de alta velocidad	Carril de baja velocidad	Carril de alta velocidad
Porcentaje	35.61	14.23	35.82	14.32

-Determinación de ocupación vehicular

Según el estudio estadístico de datos del aforo vehicular realizado en el puente Papaloapan, ubicado sobre el tramo carretero La Tinaja-Acayucan en Veracruz, incluido en la tesis de doctorado “Análisis del Método de Búsqueda Global para la Detección de Daño y Monitoreo Estructural de Puentes” del Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez, el promedio de vehículos que transitan en esta zona por día es de 9895, considerando una velocidad promedio de 90 km/h (25 m/s), y una longitud del puente de 25 m, tenemos que el tiempo que tarda en pasar un vehículo por el puente es:

$$\frac{86400}{9895} = 8.732 \frac{\text{seg}}{\text{veh}}$$

De acuerdo a la velocidad promedio (25 m/s), un vehículo tarda en cruzar el puente 1 seg, por lo que considerando intervalos de tiempo de 0.10 seg, se tendrá que la probabilidad de encontrar un vehículo en éste es de:

$$Pv = \frac{0.10}{8.732} = 0.0114$$

Como el intervalo de cada una de las 10 ventanas consideradas para este análisis fue de 0.10 seg, las probabilidades de ocupación del puente se calcularon con las siguientes expresiones:

$$(1 - Pv)^{10} \qquad 0 \text{ vehiculos}$$

$$10(1 - Pv)^9 (Pv) \qquad 1 \text{ vehiculos}$$

$$45(1 - Pv)^8 (Pv)^2 \qquad 2 \text{ vehiculos}$$

$$120(1 - Pv)^7 (Pv)^3 \qquad 3 \text{ vehiculos}$$

$$210(1 - Pv)^6 (Pv)^4 \quad 4 \text{ vehiculos}$$

$$252(1 - Pv)^5 (Pv)^5 \quad 5 \text{ vehiculos}$$

$$210(1 - Pv)^4 (Pv)^6 \quad 6 \text{ vehiculos}$$

Número de vehículos	Probabilidad de ocurrencia (%)
0	89.12
1	10.32
2	0.5382
3	0.0166
4	0.000337
5	0.000004687
6	0.0000000452

Para la generación de los escenarios de carga serán consideradas la existencia sobre la superestructura de 1 o 2 vehículos, con lo cual, de los porcentajes anteriores, tenemos:

Número de vehículos	Probabilidad de ocurrencia (%)
1	94.78
2	5.21

Apéndice C

Diseño de superestructura del puente de concreto reforzado tipo

Análisis:

Diseño de losa de superestructura

-Revisión del peralte propuesto

Según la “Standard Specification for Highway Bridges 1996” de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), las limitaciones del peralte de la superestructura están dadas por la siguiente ecuación, esto si se desea omitir la revisión de las deflexiones máximas.

$$t_s = \frac{(S + 10)}{30} \geq 0.542$$

Donde S = Longitud entre los ejes de los elementos de apoyo del tablero

Para este caso la separación entre ejes de estos elementos es de 2 m, por lo que $S = 1.6 \text{ m} \approx 5.3 \text{ ft}$

$$t_s = \frac{(5.3 + 10)}{30} = 0.51 \leq 0.542$$

Como vemos, el valor obtenido es menor que 0.542, por lo que se tomará para el análisis este último, que equivale a $6.5 \text{ in} \approx 16.5 \text{ cm}$, por lo que los 20 cm propuestos son aceptables.

Considerando el empleo de un concreto con un $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 4000 \text{ psi}$, se tiene la siguiente carga muerta:

Concepto	Carga
Peso propio de la losa considerada = $\left(\frac{7.9}{12}\right) (1)(150)$	$99 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$
Superficie de rodamiento	$15 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$
Carga Muerta total =	$114 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$

Calculando el momento flexionante provocado por ésta carga, tenemos

$$M_D = \frac{wL^2}{10} = \frac{(114)(5.3)^2}{10} = 320 \text{ lb} - \text{ft} = 0.32 \text{ klb} - \text{ft}$$

Por otro lado, del apartado 3.24 de “Standard Specification for Highway Bridges 1996” de AASHTO, sobre la distribución de las cargas y diseño de las losas de concreto, se tiene que el momento flexionante producido por la carga viva para el vehículo de diseño HS 20 está dado por:

$$M_L = 0.8 \left(\frac{S + 2}{32} \right) P_{20}$$

Como sabemos, S = 5.3 ft y P₂₀ = 16 000 lb para el vehículo HS 20,

$$M_L = 0.8 \left(\frac{S + 2}{32} \right) P_{20} = 0.8 \left(\frac{5.3 + 2}{32} \right) 16000 = 2920 \text{ lb} - \text{ft} = 2.92 \text{ klb} - \text{ft}$$

En la expresión anterior no está incluido el efecto de impacto, por lo que se hace necesario, según la sección 3.8.2 de estas especificaciones, alterar el momento anterior un porcentaje, el cual está definido por la siguiente expresión:

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30$$

$$I = \frac{50}{5.3 + 125} = 0.38 \geq 0.30$$

Como el valor obtenido sobrepasa el máximo permitido, se tomará éste último como válido, por lo que,

$$M_{L+I} = (2.92)(1.3) = 3.8 \text{ klb} - \text{ft}$$

Por lo que el momento total de diseño será

$$M_T = 0.32 + 3.8 = 4.12 \text{ klb} - \text{ft}$$

Si definimos las constantes j y k como sigue:

$$k = \frac{n}{(n + r)} ; j = 1 - \frac{k}{3}$$

Donde n= 8 para un f'c = 4000 psi y $r = \frac{f_s}{f_c}$

$$f_c = 0.4 f'_c = 0.4(4000 \text{ psi}) = 1600 \text{ psi}$$

$$f_s = 20\,000 \text{ psi}$$

$$r = \frac{20000}{1600} = 12.5$$

Tenemos que,

$$k = \frac{n}{(n+r)} = \frac{8}{(8+12.5)} = 0.39$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.3902}{3} = 0.87$$

El peralte efectivo de la losa está dado por:

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c k j b}} = \sqrt{\frac{2(4.12)(12\,000)}{1600 (0.39)(0.87)(12)}} = 3.89 \text{ in}$$

Suponiendo que se utilizarán barras del No. 6, y se aplicará un recubrimiento de 2 in, tendremos un d disponible de:

$$d = 7.9 - \frac{1}{2}(0.75) - 2 = 5.5 \text{ in}$$

Por lo tanto, el peralte total propuesto es suficiente para las condiciones de carga definidas. El área de acero requerido en esta dirección será:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4.12(12000)}{20000(0.87)(5.5)} = 0.516 \text{ in}^2$$

Si se suministran barras del No.6, estas irán @ 10 in, tanto en el lecho superior como en el lecho inferior.

Por otro lado, según la sección 3.24.10.2, el acero perpendicular al último calculado será un:

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{S}} = \frac{220}{\sqrt{5.3}} = 95.56\% > 67\%$$

Así, se proporcionará,

$$A_{S,dist} = 0.67(0.53) = 0.36 \text{ in}^2$$

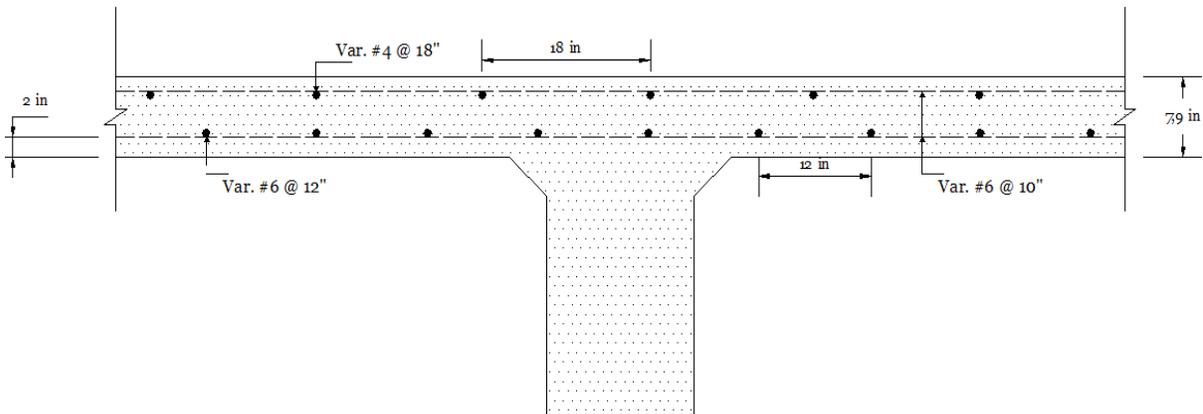
Por lo que se proporcionará var. No.6 @ 12 in.

Por otro lado, el acero por temperatura, según la sección 8.20, será de al menos,

$$A_{S,temp} \geq 0.125 \text{ in}^2$$

Por lo que si suministramos barras del No. 4, estas irán @ 18 in.

A continuación, se muestra el croquis de armado de la losa de la superestructura del puente.



Diseño de vigas interiores de superestructura

Según el apartado 8.9.2 de “Standard Specification for Highway Bridges 1996” de AASHTO, el peralte mínimo de estos elementos está definido por la siguiente expresión:

$$\text{Peralte minimo (vigas T)} = 0.070 S$$

Donde S = longitud del claro que cubre el elemento, por lo tanto:

$$\text{Peralte minimo (vigas T)} = 0.070 (44.5 \text{ ft}) = 3.12 \text{ ft} \approx 37.5 \text{ in}$$

Como se ve, el peralte inicial propuesto (33.5 in) para la viga es insuficiente, por lo que el peralte será modificado, en adelante se adoptará un peralte de 37.5 in.

Por otro lado, estimando la carga muerta, tenemos:

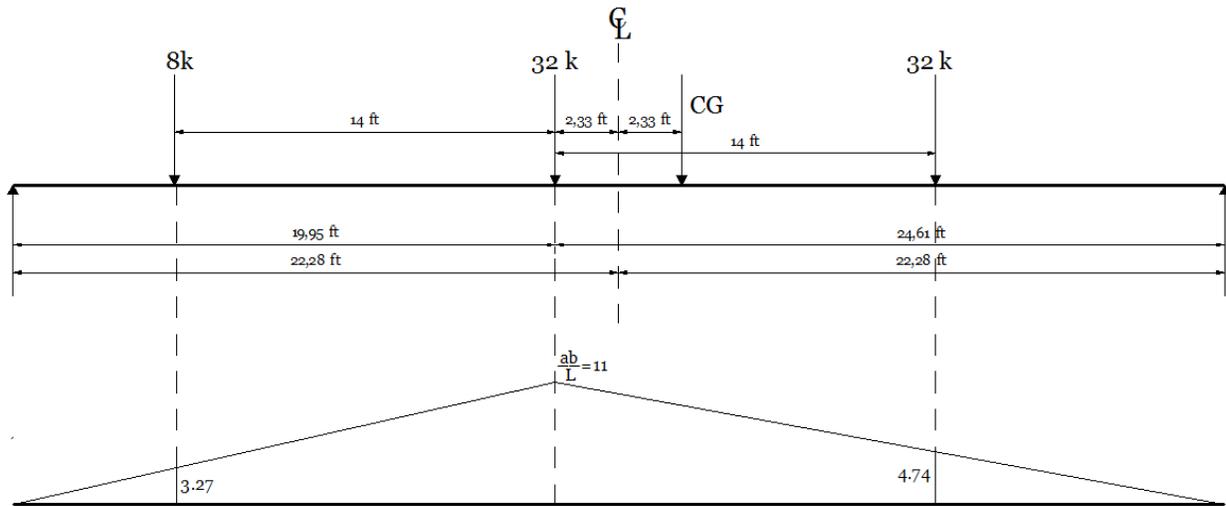
Concepto	Carga
Peso de la losa @ $114 \text{ lb/ft}^2 = 114 (6.6) =$	752.4 lb/ft
Peso de la viga T = $16 (29.5)(150/144) =$	491.1 lb/ft
Carga muerta total =	1243.5 lb/ft

Se estima el momento flexionante y la fuerza cortante asociados a esta carga calculada:

$$M_D = \frac{1}{8} wL^2 = \frac{1}{8} (1.2435)(44.5)^2 = 307.8 \text{ klb}$$

$$V_D = \frac{1}{2} wL = \frac{1}{2} (1.2435)(44.5) = 27.7 \text{ klb}$$

Estimación de la carga viva:



Como vemos, el máximo momento flexionante máximo debido a la carga viva ocurre a 19.95 ft del apoyo izquierdo. Este momento es de:

$$M_L = 32 \left[11 + 4.74 + \frac{1}{4}(3.27) \right] = 529.84 \text{ klb} - \text{ft}$$

Por otro lado, el factor de distribución será:

$$DF = \frac{S}{6} = \frac{6.6}{6} = 1.1$$

Mientras que el factor de impacto será:

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30$$

$$I = \frac{50}{44.5 + 125} = 0.30$$

Por lo tanto, el momento de diseño debido a la carga viva incluyendo el impacto será:

$$M_{L+I} = (M_L) \left(\frac{1}{2} \right) (DF)(1 + I)$$

$$M_{L+I} = (529.84) \left(\frac{1}{2} \right) (1.1)(1 + 0.30) = 379 \text{ klb} - \text{ft}$$

Este momento es el correspondiente a un solo eje del camión, por esto se multiplicó por 0.5.

Por otro lado, el máximo momento debido a la carga muerta puede ser calculado mediante el diagrama de la línea de influencia:

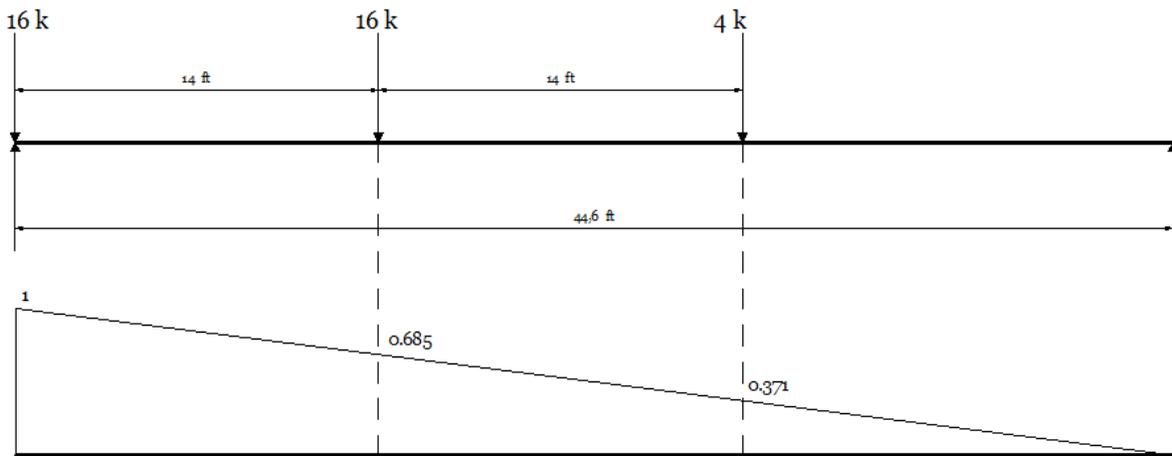
$$M_D = w (\text{Área bajo el diagrama de línea de influencia})$$

$$M_D = 1.243 \frac{klb}{ft} \left(\frac{1}{2} \times 44.5 \times 11 \right) = 304.22 \text{ klb} - ft$$

Por lo que el momento total de diseño será:

$$M_T = 304.22 \text{ klb} - ft + 379 \text{ klb} - ft = 683 \text{ klb} - ft$$

La máxima fuerza cortante debida a la carga viva en la viga T es obtenida de la línea de influencia de la reacción, de la siguiente forma:



$$V_{L,apoyo} = 21.3 \text{ klb} + (16 \times 1.1 \times 0.685) + (4 \times 1.1 \times 0.37) = 34.98 \text{ klb}$$

$$V_{L+I} = 34.98 (1 + 0.3) = 45.48 \text{ klb}$$

Por otro lado, el máximo cortante en el apoyo debido a la carga muerta es:

$$V_{D,apoyo} = w (\text{Área bajo el diagrama de línea de influencia})$$

$$V_{D,apoyo} = 1.243 \left(\frac{1}{2} \times 44.5 \times 1 \right) = 27.65 \text{ klb}$$

Por lo que el cortante total será:

$$V_T = 27.65 \text{ klb} + 45.48 \text{ klb} = 73.13 \text{ klb}$$

Antes de proceder al diseño por flexión de estas piezas, es importante revisar la sección propuesta por cortante, según la AASHTO, el esfuerzo por cortante en el concreto está dado por la siguiente expresión:

$$v_c = 0.95 \sqrt{f'_c}$$

Además, el cortante admisible que tomará el refuerzo por cortante será:

$$v - v_c = 4 \sqrt{f'_c}$$

Por lo tanto,

$$v = 4 \sqrt{f'_c} + v_c = 4.95 \sqrt{f'_c}$$

$$v = 4.95 \sqrt{f'_c} = 4.95 \sqrt{4000} = 313 \text{ psi}$$

Por lo que la mínima área de sección requerida para estos elementos está dada por:

$$b_w d = \frac{V}{v_c}$$

$$b_w d = \frac{73.13 \text{ klb}}{0.313}$$

$$b_w d = 233.64 \text{ in}^2$$

Considerando que la distancia entre el centro de gravedad del acero de refuerzo y el lecho inferior es de 6 in, tendremos un peralte efectivo de 31.5 in, por lo que

$$b_w d = 16 (31.5) = 504 \text{ in}^2$$

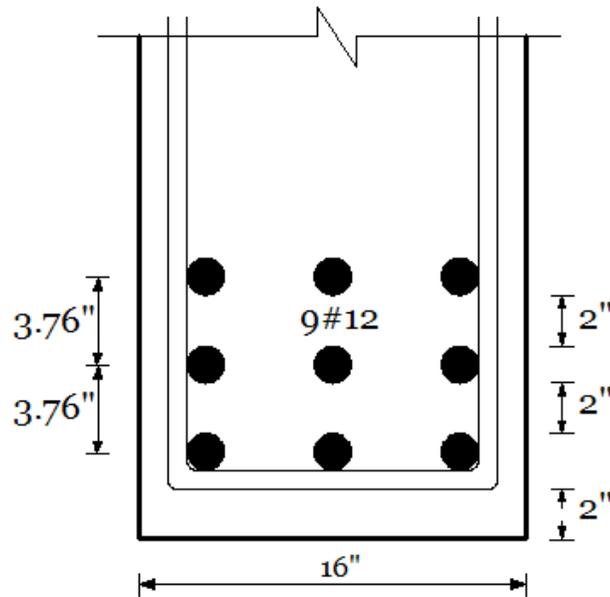
Por lo que el área propuesta es suficiente para resistir la fuerza cortante presentada.

Calculando el área de acero por flexión asumiendo un $d=31.5$, se tiene

$$A_s = \frac{M}{f_s \left(d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{683 (12)}{20 \left(31.5 - \frac{7.9}{2} \right)} = 14.87 \text{ in}^2$$

Se proponen 9 varillas del No. 12 ($A_s = 15.9$) para cubrir este requerimiento.

A continuación, se presenta un croquis de armado de este acero por flexión,



Puede verse que el centroide del acero de refuerzo está ubicado a 3.50 in de la fibra inferior del elemento, por lo que el peralte efectivo será de 34 in.

Estimando la fuerza cortante a un peralte efectivo del apoyo, se tiene un valor de 63.82 klb.

Por lo tanto, el esfuerzo máximo de cortante en la viga es:

$$v_{max} = \frac{V}{b_w d} = \frac{63.82 \times 1000}{16 \times 34} = 117.32 \text{ psi}$$

El esfuerzo cortante del concreto está dado por:

$$v_c = 0.95 \sqrt{f'_c} = 0.95 \sqrt{4000} = 60 \text{ psi}$$

Por lo que el esfuerzo al corte que tendrá que soportar el acero de refuerzo será

$$v_s = v_{max} - v_c = 117.3 - 60 \text{ psi} = 57.3 \text{ psi}$$

El máximo esfuerzo permitido que puede soportar el acero de refuerzo es

$$4 \sqrt{f'_c} = 4 \sqrt{4000} = 253 \text{ psi} > 57.3 \text{ psi}$$

Por lo tanto la sección es adecuada para cortante.

Se proponen estribos del No.5, con un área de 0.61 in^2 , por lo que la separación estará dada por:

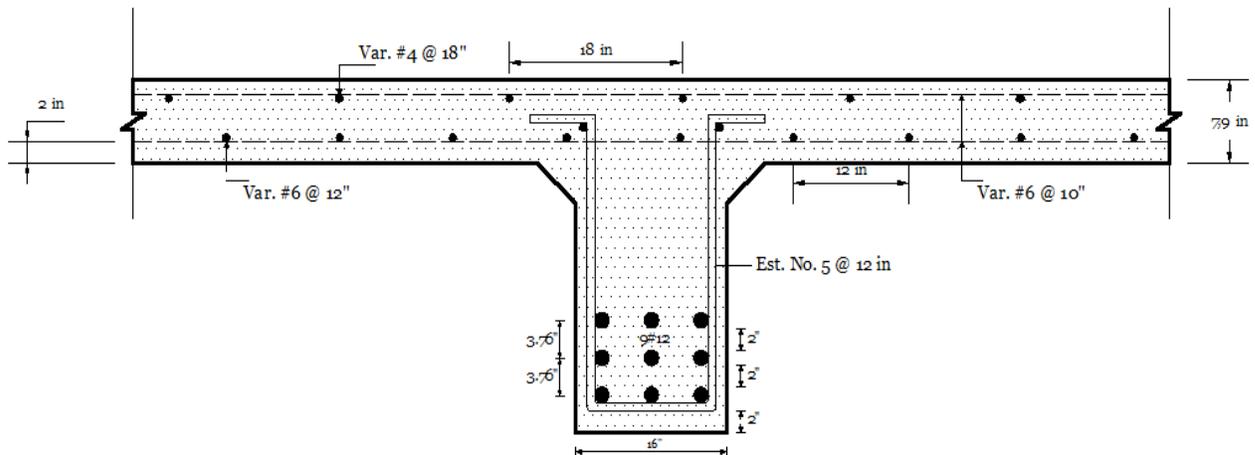
$$s = \frac{A_v f_s}{(v - v_c) b_w} = \frac{0.61 (20,000)}{(57.3)(16)} = 13.30 \text{ in}$$

Por otro lado, la máxima separación permisible está dada por:

$$s_{max} = \frac{d}{2} = \frac{34}{2} = 17 \text{ in}$$

Por lo que los estribos serán del No. 5 @ 12 in.

A continuación, se muestra un croquis de armado de esta sección junto con la losa:



Apéndice D

**Programa en Matlab para la generación de escenarios de carga mediante simulación
Montecarlo**

```

% Programa de simulación Montecarlo, para la generación de escenarios de
% carga basados en aforos vehiculares en México

%En este modelo se modificó la ubicación de la carga del carril de alta
% velocidad cuando hay dos vehículos, posicionandola en la zona crítica.

%
% Primer bloque: Número de vehículos de acuerdo a los porcentajes de ocupación

% Definición de porcentajes de ocupación a utilizar
veh_1=0.9669;
veh_2=0.0331;

% Definición de cantidad de vehículos por evento

veh_total=0;
n=input('Cual es el numero de eventos que desea simular: ');
ale=rand(n,1);
num_veh=zeros(n,1);
for k=1:n
    if ale(k,1)< veh_1
        num_veh(k,1)=1;
    else
        num_veh(k,1)=2;
    end
    veh_total=veh_total+num_veh(k,1);
end
num_veh;

%
% Segundo bloque: Definición del tipo de vehículo y ubicacion en carriles y
% determinación de esfuerzos producidos (únicamente para la presencia de un
% vehículo)

% Nomenclatura: En tipo_veh: 1=vehículo ligero, 2=pick up, 3=B2, 4=B3, 5=C2, 6=C3, 7=T3-S2, 8=T3-S3, 9=T3-S2-
R4
% En ubi_veh: 1=carril alta vel. 2=carril baja vel.

Pes=0.4134;
Lig=0.5863;
alta=0.2855;
baja=0.7144;
esf=zeros(n,1);
esf_2=zeros(n,1);
tipo_veh=zeros(n,1);
fac_esf=11.956722;
fac_din=1.33;
ciclos=0;
carga=zeros(4,9);
tipo_veh2=zeros(2,1);

for k=1:n
% Bloque A: Existe 1 vehículo sobre la estructura
    if num_veh(k,1)==1
        ale=rand;
        if ale<=Pes
            ale=rand;
            if ale<=alta
                ale=rand;
                if ale<=0.0897

```

```

    esf(k,1)=(((0.32383*17.5)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=3;
    ciclos=ciclos+1;
elseif ale<=0.1025
    esf(k,1)=(((0.360355*26)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=4;
    ciclos=ciclos+1;
elseif ale<=0.1666
    s=rand();
    if s<0.345
        esf(k,1)=(((0.32383*4.2)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=5;
        ciclos=ciclos+1;
    elseif s<0.9963
        esf(k,1)=(((0.32383*((wblrnd(7377.4,2.08)+2248.5)/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=5;
        ciclos=ciclos+1;
    else
        esf(k,1)=(((0.32383*20.8)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=5;
        ciclos=ciclos+1;
    end
elseif ale<=0.2179
    s=rand();
    if s<0.1965
        esf(k,1)=(((0.360355*8)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=6;
        ciclos=ciclos+1;
    elseif s<0.9518
        esf(k,1)=(((0.360355*((wblrnd(38647.9,6.8)-18409)/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=6;
        ciclos=ciclos+1;
    else
        esf(k,1)=(((0.360355*28)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=6;
        ciclos=ciclos+1;
    end
elseif ale<=0.64102
    s=rand();
    if s<0.228
        esf(k,1)=(((0.203317*19.88)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=7;
        ciclos=ciclos+2;
    elseif s<0.7369
        esf(k,1)=(((0.203317*((wblrnd(41796.8,7.7)-3908.8)/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=7;
        ciclos=ciclos+2;
    else
        esf(k,1)=(((0.203317*((evrnd(47424.2,3017.3))/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=7;
        ciclos=ciclos+2;
    end
elseif ale<=0.91025
    s=rand();
    if s<0.3051
        esf(k,1)=(((0.16527*40)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=9;
        ciclos=ciclos+3;
    elseif s<0.6556
        esf(k,1)=(((0.16527*((wblrnd(13827,1.5072)+37562)/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=9;
        ciclos=ciclos+3;
    end

```



```

else
    esf(k,1)=(((0.59481*28)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=6;
    ciclos=ciclos+1;
end
elseif ale<=0.6333
s=rand();
if s<0.228
    esf(k,1)=(((0.33545*19.88)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=7;
    ciclos=ciclos+2;
elseif s<0.7369
    esf(k,1)=(((0.33545*((wblrnd(41796,8.77)-3908.8)/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=7;
    ciclos=ciclos+2;
else
    esf(k,1)=(((0.33545*((evrnd(47424.2,3017.3))/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=7;
    ciclos=ciclos+2;
end
elseif ale<=0.9142
s=rand();
if s<0.3051
    esf(k,1)=(((0.242011*40)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=9;
    ciclos=ciclos+3;
elseif s<0.6556
    esf(k,1)=(((0.242011*((wblrnd(13827,1.5072)+37562)/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=9;
    ciclos=ciclos+3;
else
    if rand()<0.3772
        esf(k,1)=(((0.242011*unifrnd(66.5,71.5))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=9;
        ciclos=ciclos+3;
    else
        esf(k,1)=(((0.242011*unifrnd(81.5,100))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=9;
        ciclos=ciclos+3;
    end
end
end
else
s=rand();
if s<0.3503
    esf(k,1)=(((0.321674*25.7)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=8;
    ciclos=ciclos+2;
elseif s<0.5987
    esf(k,1)=(((0.321674*((wblrnd(108575,22.219)-66506)/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=8;
    ciclos=ciclos+2;
else
    esf(k,1)=(((0.321674*((wblrnd(9001.8,1.2731)+48220.1)/1000))*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=8;
    ciclos=ciclos+2;
end
end
end
end
else
ale=rand();
if ale<=alta
ale=rand();

```

```

if ale<=0.66666
    esf(k,1)=((0+(33.72)))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=1;
else
    esf(k,1)=(((0.403823*3)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
    tipo_veh(k,1)=2;
end
else
    ale=rand;
    if ale<=0.5858
        esf(k,1)=((0+(33.72)))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=1;
    else
        esf(k,1)=(((0.654096*3)*fac_din)+(33.72))*(fac_esf)*(9807);
        tipo_veh(k,1)=2;
    end
end
end
end

% Bloque B: Existen 2 vehículos sobre la estructura
else
% Carril de baja velocidad:
ent=zeros(36,8);
nodo=zeros(18,1);
v1=[0.25,0.25,0,0,0,0,0,0];
v2=[0.2,0.3,0,0,0,0,0,0];
v3=[0.125,0.1875,0.1875,0,0,0,0,0];
v4=[0.075,0.10625,0.10625,0.10625,0.10625,0,0,0];
v5=[0.06,0.10,0.10,0.08,0.08,0.08,0,0];
v6=[0.04,0.0575,0.0575,0.0575,0.0575,0.0575,0.0575,0.0575];
ale=rand;
if ale<=Pes
    ale=rand;
    %B2:
    if ale<=0.0476
        tipo_veh2(1,1)=3;
        carga(1,:)=((17.5)*fac_din)*v1;
        carga(2,:)=carga(1,:);
        nodo=zeros(4,1);

        nodo(1,1)=2187;
        nodo(2,1)=2195;
        nodo(3,1)=1242;
        nodo(4,1)=1250;

        ent(1,1)=nodo(1,1);
        ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
        ent(2,1)=nodo(2,1);
        ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
        ent(3,1)=nodo(3,1);
        ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);
        ent(4,1)=nodo(4,1);
        ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);
    %B3:
    elseif ale<=0.0595
        tipo_veh2(1,1)=4;
        carga(1,:)=((26)*fac_din)*v3;
        carga(2,:)=carga(1,:);
        nodo=zeros(6,1);

        nodo(1,1)=1962;
        nodo(2,1)=1970;

```

```

        nodo(3,1)=1242;
        nodo(4,1)=1250;
        nodo(5,1)=1017;
        nodo(6,1)=1025;

ent(1,1)=nodo(1,1);
ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(2,1)=nodo(2,1);
ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(3,1)=nodo(3,1);
ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(4,1)=nodo(4,1);
ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(5,1)=nodo(5,1);
ent(5,4)=-carga(1,3)*(9807);
ent(6,1)=nodo(6,1);
ent(6,4)=-carga(1,3)*(9807);
% C2:
elseif ale<=0.1857
    s=rand();
    if s<0.345
        tipo_veh2(1,1)=5;
        carga(1,:)=((4.2)*fac_din)*v2;
        carga(2,:)=carga(1,:);
    elseif s<0.9963
        tipo_veh2(1,1)=5;
        carga(1,:)=(wblrnd(7377.4,2.08)+2248.5)*fac_din/1000)*v2;
        carga(2,:)=carga(1,:);
    else
        tipo_veh2(1,1)=5;
        carga(1,:)=(20.8)*fac_din)*v2;
        carga(2,:)=carga(1,:);
    end

nodo=zeros(4,1);

        nodo(1,1)=2187;
        nodo(2,1)=2195;
        nodo(3,1)=1242;
        nodo(4,1)=1250;

ent(1,1)=nodo(1,1);
ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(2,1)=nodo(2,1);
ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(3,1)=nodo(3,1);
ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(4,1)=nodo(4,1);
ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);
% C3:
elseif ale<=0.2952
    s=rand();
    if s<0.1965
        tipo_veh2(1,1)=6;
        carga(1,:)=(8)*fac_din)*v3;
        carga(2,:)=carga(1,:);
    elseif s<0.9518
        tipo_veh2(1,1)=6;
        carga(1,:)=(wblrnd(38647,9.68)-18409)*fac_din/1000)*v3;
        carga(2,:)=carga(1,:);
    else
        tipo_veh2(1,1)=6;

```

```

    carga(1,:)=(28)*fac_din)*v3;
    carga(2,:)=carga(1,:);
end

nodo=zeros(6,1);

    nodo(1,1)=1962;
    nodo(2,1)=1970;
    nodo(3,1)=1242;
    nodo(4,1)=1250;
    nodo(5,1)=1017;
    nodo(6,1)=1025;

ent(1,1)=nodo(1,1);
ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(2,1)=nodo(2,1);
ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(3,1)=nodo(3,1);
ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(4,1)=nodo(4,1);
ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(5,1)=nodo(5,1);
ent(5,4)=-carga(1,3)*(9807);
ent(6,1)=nodo(6,1);
ent(6,4)=-carga(1,3)*(9807);
%T3S2:
elseif ale<=0.6333
    s=rand();
    if s<0.228
        tipo_veh2(1,1)=7;
        carga(1,:)=(19.88)*fac_din)*v4;
        carga(2,:)=carga(1,:);
    elseif s<0.7369
        tipo_veh2(1,1)=7;
        carga(1,:)=( (((wblrnd(41796,8.77)-3908.8))*fac_din)/1000)*v4;
        carga(2,:)=carga(1,:);
    else
        tipo_veh2(1,1)=7;
        carga(1,:)=( (((evrnd(47424.2,3017.3)))*fac_din)/1000)*v4;
        carga(2,:)=carga(1,:);
    end
nodo=zeros(10,1);

    nodo(1,1)=1962;
    nodo(2,1)=1970;
    nodo(3,1)=1242;
    nodo(4,1)=1250;
    nodo(5,1)=1017;
    nodo(6,1)=1025;
    nodo(7,1)=0;
    nodo(8,1)=0;
    nodo(9,1)=0;
    nodo(10,1)=0;

ent(1,1)=nodo(1,1);
ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(2,1)=nodo(2,1);
ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(3,1)=nodo(3,1);
ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(4,1)=nodo(4,1);
ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);

```

```

ent(5,1)=nodo(5,1);
ent(5,4)=-carga(1,3)*(9807);
ent(6,1)=nodo(6,1);
ent(6,4)=-carga(1,3)*(9807);
ent(7,1)=nodo(7,1);
ent(7,4)=-carga(1,4)*(9807);
ent(8,1)=nodo(8,1);
ent(8,4)=-carga(1,4)*(9807);
ent(9,1)=nodo(9,1);
ent(9,4)=-carga(1,5)*(9807);
ent(10,1)=nodo(10,1);
ent(10,4)=-carga(1,5)*(9807);
%T3-S2-R4:
elseif ale<=0.9142
s=rand();
if s<0.3051
tipo_veh2(1,1)=9;
carga(1,:)=((40)*fac_din)*v6;
carga(2,:)=carga(1,:);
elseif s<0.6556
tipo_veh2(1,1)=9;
carga(1,:)=(wblrnd(13827,1.5072)+37562)*fac_din/1000)*v6;
carga(2,:)=carga(1,:);
else
if rand()<0.3772
tipo_veh2(1,1)=9;
carga(1,:)=(unifrnd(66.5,71.5))*fac_din)*v6;
carga(2,:)=carga(1,:);
else
tipo_veh2(1,1)=9;
carga(1,:)=(unifrnd(81.5,100))*fac_din)*v6;
carga(2,:)=carga(1,:);
end
end
nodo=zeros(18,1);

nodo(1,1)=0;
nodo(2,1)=0;
nodo(3,1)=0;
nodo(4,1)=0;
nodo(5,1)=0;
nodo(6,1)=0;
nodo(7,1)=1917;
nodo(8,1)=1925;
nodo(9,1)=1692;
nodo(10,1)=1700;
nodo(11,1)=1242;
nodo(12,1)=1250;
nodo(13,1)=1017;
nodo(14,1)=1025;
nodo(15,1)=0;
nodo(16,1)=0;
nodo(17,1)=0;
nodo(18,1)=0;

ent(1,1)=nodo(1,1);
ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(2,1)=nodo(2,1);
ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(3,1)=nodo(3,1);
ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);

```

```

ent(4,1)=nodo(4,1);
ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(5,1)=nodo(5,1);
ent(5,4)=-carga(1,3)*(9807);
ent(6,1)=nodo(6,1);
ent(6,4)=-carga(1,3)*(9807);
ent(7,1)=nodo(7,1);
ent(7,4)=-carga(1,4)*(9807);
ent(8,1)=nodo(8,1);
ent(8,4)=-carga(1,4)*(9807);
ent(9,1)=nodo(9,1);
ent(9,4)=-carga(1,5)*(9807);
ent(10,1)=nodo(10,1);
ent(10,4)=-carga(1,5)*(9807);
ent(11,1)=nodo(11,1);
ent(11,4)=-carga(1,6)*(9807);
ent(12,1)=nodo(12,1);
ent(12,4)=-carga(1,6)*(9807);
ent(13,1)=nodo(13,1);
ent(13,4)=-carga(1,7)*(9807);
ent(14,1)=nodo(14,1);
ent(14,4)=-carga(1,7)*(9807);
ent(15,1)=nodo(15,1);
ent(15,4)=-carga(1,8)*(9807);
ent(16,1)=nodo(16,1);
ent(16,4)=-carga(1,8)*(9807);
ent(17,1)=nodo(17,1);
ent(17,4)=-carga(1,9)*(9807);
ent(18,1)=nodo(18,1);
ent(18,4)=-carga(1,9)*(9807);
%T3-S3:
else
s=rand();
if s<0.3503
    tipo_veh2(1,1)=8;
    carga(1,:)=((25.7)*fac_din)*v5;
    carga(2,:)=carga(1,:);
elseif s<0.5987
    tipo_veh2(1,1)=8;
    carga(1,:)=(wblrnd(108575,22.219)-66506)*fac_din/1000)*v5;
    carga(2,:)=carga(1,:);
else
    tipo_veh2(1,1)=8;
    carga(1,:)=(wblrnd(9001.8,1.2731)+48220.1)*fac_din/1000)*v5;
    carga(2,:)=carga(1,:);
end

nodo=zeros(12,1);

nodo(1,1)=0;
nodo(2,1)=0;
nodo(3,1)=0;
nodo(4,1)=0;
nodo(5,1)=0;
nodo(6,1)=0;
nodo(7,1)=1467;
nodo(8,1)=1475;
nodo(9,1)=1242;
nodo(10,1)=1250;
nodo(11,1)=1017;
nodo(12,1)=1025;

```

```

ent(1,1)=nodo(1,1);
ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(2,1)=nodo(2,1);
ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
ent(3,1)=nodo(3,1);
ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(4,1)=nodo(4,1);
ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);
ent(5,1)=nodo(5,1);
ent(5,4)=-carga(1,3)*(9807);
ent(6,1)=nodo(6,1);
ent(6,4)=-carga(1,3)*(9807);
ent(7,1)=nodo(7,1);
ent(7,4)=-carga(1,4)*(9807);
ent(8,1)=nodo(8,1);
ent(8,4)=-carga(1,4)*(9807);
ent(9,1)=nodo(9,1);
ent(9,4)=-carga(1,5)*(9807);
ent(10,1)=nodo(10,1);
ent(10,4)=-carga(1,5)*(9807);
ent(11,1)=nodo(11,1);
ent(11,4)=-carga(1,6)*(9807);
ent(12,1)=nodo(12,1);
ent(12,4)=-carga(1,6)*(9807);
end
else
ale=rand;
if ale<=0.5858
tipo_veh2(1,1)=1;
carga(1,:)=0;
carga(2,:)=carga(1,:);

s=rand();
nodo=zeros(4,1);

if s<0.01315789
nodo(1,1)=27;
nodo(2,1)=35;
nodo(3,1)=0;
nodo(4,1)=0;
else
for i=1:66
if s>(0.01315789*i)
if (27+(45*i))>2457
nodo(1,1)=0;
nodo(2,1)=0;
nodo(3,1)=(27+(45*i))-(12*45);
nodo(4,1)=(35+(45*i))-(12*45);
else
nodo(1,1)=27+(45*i);
nodo(2,1)=35+(45*i);
if (27+(45*i))-(12*45)>=27
nodo(3,1)=(27+(45*i))-(12*45);
nodo(4,1)=(35+(45*i))-(12*45);
else
nodo(3,1)=0;
nodo(4,1)=0;
end
end
else
break
end
end

```

```

        end
        end
        ent(1,1)=nodo(1,1);
        ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
        ent(2,1)=nodo(2,1);
        ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
        ent(3,1)=nodo(3,1);
        ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);
        ent(4,1)=nodo(4,1);
        ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);
    else
        tipo_veh2(1,1)=2;
        carga(1,:)=(3)*fac_din*v1;
        carga(2,:)=carga(1,:);

        nodo=zeros(4,1);

        nodo(1,1)=1557;
        nodo(2,1)=1565;
        nodo(3,1)=1242;
        nodo(4,1)=1250;

        ent(1,1)=nodo(1,1);
        ent(1,4)=-carga(1,1)*(9807);
        ent(2,1)=nodo(2,1);
        ent(2,4)=-carga(1,1)*(9807);
        ent(3,1)=nodo(3,1);
        ent(3,4)=-carga(1,2)*(9807);
        ent(4,1)=nodo(4,1);
        ent(4,4)=-carga(1,2)*(9807);
    end
end
% Carril de alta velocidad:
ale=rand;
if ale<=Pes
    ale=rand;
    %B2:
    if ale<=0.0897
        tipo_veh2(2,1)=3;
        carga(3,:)=(17.5)*fac_din*v1;
        carga(4,:)=carga(3,:);

        s=rand();
        nodo=zeros(4,1);

        nodo(1,1)=2171;
        nodo(2,1)=2179;
        nodo(3,1)=1226;
        nodo(4,1)=1234;

        ent(19,1)=nodo(1,1);
        ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
        ent(20,1)=nodo(2,1);
        ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
        ent(21,1)=nodo(3,1);
        ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
        ent(22,1)=nodo(4,1);
        ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
    %B3:
    elseif ale<=0.1025
        tipo_veh2(2,1)=4;
        carga(3,:)=(26)*fac_din*v3;

```

```

carga(4,:)=carga(3,:);

s=rand();
nodo=zeros(6,1);

nodo(1,1)=1946;
nodo(2,1)=1954;
nodo(3,1)=1226;
nodo(4,1)=1234;
nodo(5,1)=1001;
nodo(6,1)=1009;

ent(19,1)=nodo(1,1);
ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(20,1)=nodo(2,1);
ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(21,1)=nodo(3,1);
ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(22,1)=nodo(4,1);
ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(23,1)=nodo(5,1);
ent(23,4)=-carga(3,3)*(9807);
ent(24,1)=nodo(6,1);
ent(24,4)=-carga(3,3)*(9807);
% C2:
elseif ale<=0.1666
    s=rand();
    if s<0.345
        tipo_veh2(2,1)=5;
        carga(3,:)=((4.2)*fac_din)*v2;
        carga(4,:)=carga(3,:);
    elseif s<0.9963
        tipo_veh2(2,1)=5;
        carga(3,:)=(((wblrnd(7377.4,2.08)+2248.5))*fac_din)/1000)*v2;
        carga(4,:)=carga(3,:);
    else
        tipo_veh2(2,1)=5;
        carga(3,:)=((20.8)*fac_din)*v2;
        carga(4,:)=carga(3,:);
    end

    s=rand();
    nodo=zeros(4,1);

    nodo(1,1)=2171;
    nodo(2,1)=2179;
    nodo(3,1)=1226;
    nodo(4,1)=1234;

    ent(19,1)=nodo(1,1);
    ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
    ent(20,1)=nodo(2,1);
    ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
    ent(21,1)=nodo(3,1);
    ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
    ent(22,1)=nodo(4,1);
    ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
% C3:
elseif ale<=0.2179
    s=rand();
    if s<0.1965
        tipo_veh2(2,1)=6;

```

```

    carga(3,:)=((8)*fac_din)*v3;
    carga(4,:)=carga(3,:);
elseif s<0.9518
    tipo_veh2(2,1)=6;
    carga(3,:)=(((wblrnd(38647,9.68)-18409))*fac_din)/1000)*v3;
    carga(4,:)=carga(3,:);
else
    tipo_veh2(2,1)=6;
    carga(3,:)=((28)*fac_din)*v3;
    carga(4,:)=carga(3,:);
end

s=rand();
nodo=zeros(6,1);

nodo(1,1)=1946;
nodo(2,1)=1954;
nodo(3,1)=1226;
nodo(4,1)=1234;
nodo(5,1)=1001;
nodo(6,1)=1009;

ent(19,1)=nodo(1,1);
ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(20,1)=nodo(2,1);
ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(21,1)=nodo(3,1);
ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(22,1)=nodo(4,1);
ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(23,1)=nodo(5,1);
ent(23,4)=-carga(3,3)*(9807);
ent(24,1)=nodo(6,1);
ent(24,4)=-carga(3,3)*(9807);
%T3-S2:
elseif ale<=0.64102
    s=rand();
    if s<0.228
        tipo_veh2(2,1)=7;
        carga(3,:)=((19.88)*fac_din)*v4;
        carga(4,:)=carga(3,:);
    elseif s<0.7369
        tipo_veh2(2,1)=7;
        carga(3,:)=(((wblrnd(41796,8.77)-3908.8))*fac_din)/1000)*v4;
        carga(4,:)=carga(3,:);
    else
        tipo_veh2(2,1)=7;
        carga(3,:)=(((evrnd(47424.2,3017.3))*fac_din)/1000)*v4;
        carga(4,:)=carga(3,:);
    end

s=rand();
nodo=zeros(10,1);

nodo(1,1)=1946;
nodo(2,1)=1954;
nodo(3,1)=1242;
nodo(4,1)=1226;
nodo(5,1)=1034;
nodo(6,1)=1009;
nodo(7,1)=0;
nodo(8,1)=0;

```

```

nodo(9,1)=0;
nodo(10,1)=0;

ent(19,1)=nodo(1,1);
ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(20,1)=nodo(2,1);
ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(21,1)=nodo(3,1);
ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(22,1)=nodo(4,1);
ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(23,1)=nodo(5,1);
ent(23,4)=-carga(3,3)*(9807);
ent(24,1)=nodo(6,1);
ent(24,4)=-carga(3,3)*(9807);
ent(25,1)=nodo(7,1);
ent(25,4)=-carga(3,4)*(9807);
ent(26,1)=nodo(8,1);
ent(26,4)=-carga(3,4)*(9807);
ent(27,1)=nodo(9,1);
ent(27,4)=-carga(3,5)*(9807);
ent(28,1)=nodo(10,1);
ent(28,4)=-carga(3,5)*(9807);
%T3-S2-R4:
elseif ale<=0.91025
s=rand();
if s<0.3051
    tipo_veh2(2,1)=9;
    carga(3,:)=((40)*fac_din)*v6;
    carga(4,:)=carga(3,:);
elseif s<0.6556
    tipo_veh2(2,1)=9;
    carga(3,:)=(((wblrnd(13827,1.5072)+37562))*fac_din)/1000)*v6;
    carga(4,:)=carga(3,:);
else
    if rand()<0.3772
        tipo_veh2(2,1)=9;
        carga(3,:)=((unifrnd(66.5,71.5))*fac_din)*v6;
        carga(4,:)=carga(3,:);
    else
        tipo_veh2(2,1)=9;
        carga(3,:)=((unifrnd(81.5,100))*fac_din)*v6;
        carga(4,:)=carga(3,:);
    end
end

s=rand();
nodo=zeros(18,1);

nodo(1,1)=0;
nodo(2,1)=0;
nodo(3,1)=0;
nodo(4,1)=0;
nodo(5,1)=0;
nodo(6,1)=0;
nodo(7,1)=1901;
nodo(8,1)=1909;
nodo(9,1)=1676;
nodo(10,1)=1684;
nodo(11,1)=1226;
nodo(12,1)=1234;
nodo(13,1)=1001;

```

```

nodo(14,1)=1009;
nodo(15,1)=0;
nodo(16,1)=0;
nodo(17,1)=0;
nodo(18,1)=0;

ent(19,1)=nodo(1,1);
ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(20,1)=nodo(2,1);
ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(21,1)=nodo(3,1);
ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(22,1)=nodo(4,1);
ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(23,1)=nodo(5,1);
ent(23,4)=-carga(3,3)*(9807);
ent(24,1)=nodo(6,1);
ent(24,4)=-carga(3,3)*(9807);
ent(25,1)=nodo(7,1);
ent(25,4)=-carga(3,4)*(9807);
ent(26,1)=nodo(8,1);
ent(26,4)=-carga(3,4)*(9807);
ent(27,1)=nodo(9,1);
ent(27,4)=-carga(3,5)*(9807);
ent(28,1)=nodo(10,1);
ent(28,4)=-carga(3,5)*(9807);
ent(29,1)=nodo(11,1);
ent(29,4)=-carga(3,6)*(9807);
ent(30,1)=nodo(12,1);
ent(30,4)=-carga(3,6)*(9807);
ent(31,1)=nodo(13,1);
ent(31,4)=-carga(3,7)*(9807);
ent(32,1)=nodo(14,1);
ent(32,4)=-carga(3,7)*(9807);
ent(33,1)=nodo(15,1);
ent(33,4)=-carga(3,8)*(9807);
ent(34,1)=nodo(16,1);
ent(34,4)=-carga(3,8)*(9807);
ent(35,1)=nodo(17,1);
ent(35,4)=-carga(3,9)*(9807);
ent(36,1)=nodo(18,1);
ent(36,4)=-carga(3,9)*(9807);
else
s=rand();
if s<0.3503
    tipo_veh2(2,1)=8;
    carga(3,:)=((25.7)*fac_din)*v5;
    carga(4,:)=carga(3,:);
elseif s<0.5987
    tipo_veh2(2,1)=8;
    carga(3,:)=(((wblrnd(108575,22.219)-66506))*fac_din)/1000)*v5;
    carga(4,:)=carga(3,:);
else
    tipo_veh2(2,1)=8;
    carga(3,:)=(((wblrnd(9001.8,1.2731)+48220.1))*fac_din)/1000)*v5;
    carga(4,:)=carga(3,:);
end

s=rand();
nodo=zeros(12,1);

nodo(1,1)=0;

```

```

nodo(2,1)=0;
nodo(3,1)=0;
nodo(4,1)=0;
nodo(5,1)=0;
nodo(6,1)=0;
nodo(7,1)=1451;
nodo(8,1)=1459;
nodo(9,1)=1242;
nodo(10,1)=1226;
nodo(11,1)=1034;
nodo(12,1)=1009;

ent(19,1)=nodo(1,1);
ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(20,1)=nodo(2,1);
ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(21,1)=nodo(3,1);
ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(22,1)=nodo(4,1);
ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(23,1)=nodo(5,1);
ent(23,4)=-carga(3,3)*(9807);
ent(24,1)=nodo(6,1);
ent(24,4)=-carga(3,3)*(9807);
ent(25,1)=nodo(7,1);
ent(25,4)=-carga(3,4)*(9807);
ent(26,1)=nodo(8,1);
ent(26,4)=-carga(3,4)*(9807);
ent(27,1)=nodo(9,1);
ent(27,4)=-carga(3,5)*(9807);
ent(28,1)=nodo(10,1);
ent(28,4)=-carga(3,5)*(9807);
ent(29,1)=nodo(11,1);
ent(29,4)=-carga(3,6)*(9807);
ent(30,1)=nodo(12,1);
ent(30,4)=-carga(3,6)*(9807);
end
else
ale=rand;
if ale<=0.66666
tipo_veh2(2,1)=1;
carga(3,:)=0;
carga(4,:)=carga(3,:);

s=rand();
nodo=zeros(4,1);

if s<0.01315789
nodo(1,1)=11;
nodo(2,1)=19;
nodo(3,1)=0;
nodo(4,1)=0;
else
for i=1:66
if s>(0.01315789*i)
if (11+(45*i))>2441
nodo(1,1)=0;
nodo(2,1)=0;
nodo(3,1)=(11+(45*i))-(12*45);
nodo(4,1)=(19+(45*i))-(12*45);
else
nodo(1,1)=11+(45*i);

```

```

        nodo(2,1)=19+(45*i);
        if (11+(45*i)-(12*45)>=11
            nodo(3,1)=(11+(45*i)-(12*45);
            nodo(4,1)=(19+(45*i)-(12*45);
        else
            nodo(3,1)=0;
            nodo(4,1)=0;
        end
    end
end
else
    break
end
end
end
ent(19,1)=nodo(1,1);
ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(20,1)=nodo(2,1);
ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
ent(21,1)=nodo(3,1);
ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
ent(22,1)=nodo(4,1);
ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
else
    tipo_veh2(2,1)=2;
    carga(3,:)=((3)*fac_din)*v1;
    carga(4,:)=carga(3,:);

    s=rand();
    nodo=zeros(4,1);

    nodo(1,1)=1541;
    nodo(2,1)=1549;
    nodo(3,1)=1226;
    nodo(4,1)=1234;

    ent(19,1)=nodo(1,1);
    ent(19,4)=-carga(3,1)*(9807);
    ent(20,1)=nodo(2,1);
    ent(20,4)=-carga(3,1)*(9807);
    ent(21,1)=nodo(3,1);
    ent(21,4)=-carga(3,2)*(9807);
    ent(22,1)=nodo(4,1);
    ent(22,4)=-carga(3,2)*(9807);
end
end

if tipo_veh2(1,1)>tipo_veh2(2,1)
    veh_ciclo=tipo_veh2(1,1);
elseif tipo_veh2(1,1)<tipo_veh2(2,1)
    veh_ciclo=tipo_veh2(2,1);
else
    veh_ciclo=tipo_veh2(2,1);
end

if veh_ciclo==1
    ciclos=ciclos;
elseif veh_ciclo==2
    ciclos=ciclos;
elseif veh_ciclo==3
    ciclos=ciclos+1;
elseif veh_ciclo==4
    ciclos=ciclos+1;

```

```

elseif veh_ciclo==5
    ciclos=ciclos+1;
elseif veh_ciclo==6
    ciclos=ciclos+1;
elseif veh_ciclo==7
    ciclos=ciclos+2;
elseif veh_ciclo==8
    ciclos=ciclos+2;
else
    ciclos=ciclos+3;
end
cont=0;
for r=1:36
    if ent(r,1)>0
        cont=cont+1;
    else

        end
end
entra=zeros(cont,8);
l=1;
for t=1:36
    if ent(t,1)>0
        entra(cont-(cont-1),:)=ent(t,:);
        l=l+1;
    else

        end
end
entra
save cont.sdf cont -ASCII -TABS
dlmwrite('entra.sdf', entra, 'delimiter', '\t', 'newline', 'pc');

fid1=fopen('qed.sdf');
fid4=fopen('cont.sdf');
fid3=fopen('entra.sdf');
fid2=fopen('salida.sdf','wt');
for i=1:1:7660
    string=fgetl(fid1);
    fprintf(fid2,'%s\n',string);
end
string2=fgetl(fid4);
a=strread(string2);
a(1)=cont;
s1=sprintf('\t%d',a(1));
s2=sprintf('\t%s','::loads');
string3=strcat(s1,s2);
fprintf(fid2,'%s\n',string3);
for i=7662:1:(7661+cont)
    string=fgetl(fid3);
    fprintf(fid2,'%s\n',string);
end
for i=(7662+cont):1:(7676+cont)
    string=fgetl(fid1);
    fprintf(fid2,'%s\n',string);
end
fclose(fid1);
fclose(fid2);
fclose(fid3);

! stady <claves.txt
M=dlmread('stady.out', '\c',[17062 6 17170 6]);

```

```
        val_max=max(M);
        esf_2(k,1)=val_max*fac_esf;
    end
end

num_veh
tipo_veh
esf
esf_2
esfuerzo=esf+esf_2
ciclos
veh_total
tipo_veh2
nodo;
ent;
xlswrite('esfuerzos.xls',esfuerzo)
dlmwrite('veh_total.sdf', veh_total, 'delimiter', '\t', 'newline', 'pc');
dlmwrite('esfuerzo.txt', esfuerzo, 'delimiter', '\t', 'newline', 'pc');
dlmwrite('tipo_veh.txt', tipo_veh, 'delimiter', '\t', 'newline', 'pc');
```

Apéndice E

**Artículo presentado en “5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON
STRUCTURAL HEALTH MONITORING OF INTELLIGENT
INFRASTRUCTURE (SHMII-5)”**