



# **UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO**

---

---

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERIA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

## **SELECCIÓN DEL SISTEMA DE REFUERZO PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES EXISTENTES DE CONCRETO REFORZADO**

# **T E S I S**

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE  
ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**IBIS AQUILES TELLO RODRÍGUEZ**

DIRECTOR DE TESIS:

**DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE**

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO DE 2011

## AGRADECIMIENTOS

A la Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete por ser guía de este trabajo, tener la paciencia necesaria, compartir sus conocimientos y tener siempre su apoyo como tutora durante mi estancia en esta maestría.

A los Dres. Manuel Jara Díaz y José Manuel Jara Guerrero por la invitación y motivación para cursar esta maestría.

A todos mis profesores con los cuales tuve la oportunidad de cursar alguna materia, reconociendo la excelente preparación y disponibilidad para enseñar y transmitir sus conocimientos.

A la Residencia de Conservación de Puentes de la SCT Michoacán, Ing. Agustín Vargas Castillo y Juan Ramírez Rafael, por su atención y cooperación para proporcionar información relativa al reforzamiento de puentes.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca económica otorgada y hacer posible concluir satisfactoriamente los estudios de esta maestría.

A la U.M.S.H. por ser la escuela que me ha formado y preparado para lograr esta maestría.

A los integrantes de mi familia que me apoyaron moralmente y brindaron su apoyo incondicional en especial a mis hermanos Josué, Anaid, Helí y David; a mi abuela Virginia Plancarte Torres, a mis abuelos Rasa María Calderón Guzmán y Joel Elí Rodríguez García y a mis padres Rosa Elena Rodríguez Calderón y Aquiles Tello Plancarte por ser mis primeros maestros en la vida.

A mi novia Linda Nazaret García Madrigal por su amor y apoyo incondicional.

## INDICE

<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>i</b>
<b>INDICE.....</b>	<b>ii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>vi</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>x</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE SISTEMAS DE REFUERZO DE PUENTES EXISTENTES.....</b>	<b>4</b>
2.1 INTRODUCCIÓN.....	4
2.2 SOBRELASAS.....	5
2.3 ENCAMISADO DE NERVADURAS.....	7
2.4 PRESFUERZO EXTERNO.....	8
2.4.1 MATERIALES.....	14
2.4.2 TIPOS DE PRESFUERZO.....	15
2.5 MATERIALES COMPUESTOS FRP.....	16
2.5.1 MATERIALES COMPUESTOS EN ESTRUCTURAS NUEVAS.....	19
2.5.2 MATERIALES COMPUESTOS COMO REFUERZO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	21

2.6 ADICIÓN O SUSTITUCIÓN DE NUEVOS ELEMENTOS.....	24
----------------------------------------------------	----

### **CAPÍTULO 3. ACCIONES DE DISEÑO PARA PUENTES.....25**

3.1 INTRODUCCIÓN.....	25
-----------------------	----

3.1.1 CARGAS PERMANENTES.....	26
-------------------------------	----

3.1.2 CARGAS VARIABLES.....	26
-----------------------------	----

3.2 CARGAS MUERTAS.....	27
-------------------------	----

3.3 CARGAS VIVAS.....	29
-----------------------	----

3.3.1 CAMIONES DE DISEÑO .....	29
--------------------------------	----

3.3.2 MODELOS DE CARGA VIRTUAL DE LAS NORMAS DE LA SCT.....	33
-------------------------------------------------------------	----

3.3.3 COMPARACION DE CARGAS VIVAS UTILIZADAS EN MÉXICO.....	39
-------------------------------------------------------------	----

3.3.4 FACTORES DE REDUCCIÓN EN CARRILES MÚLTIPLES.....	40
--------------------------------------------------------	----

3.4 IMPACTO.....	41
------------------	----

3.5 CARGAS ACCIDENTALES.....	42
------------------------------	----

3.5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL (AEL).....	44
-------------------------------------------	----

3.5.2 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL (ADL).....	44
-------------------------------------------	----

3.5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL).....	44
-----------------------------------------------	----

3.5.4 ANÁLISIS PASO A PASO.....	45
---------------------------------	----

### **CAPÍTULO 4. DAÑOS TÍPICOS EN SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES.....46**

4.1 INTRODUCCIÓN.....	46
-----------------------	----

4.2 CAUSAS DE DAÑOS EN EL CONCRETO.....	47
-----------------------------------------	----

4.2.1 CAUSAS DE DAÑOS EN EL CONCRETO EN ESTADO PLÁSTICO.....	47
4.2.2 CAUSAS DE DAÑOS EN EL CONCRETO ENDURECIDO.....	50
4.2.3 DAÑOS EN JUNTAS DE DILATACIÓN.....	56
4.2.4 DAÑOS EN APOYOS.....	59
4.2.5 DAÑOS EN DRENES.....	60
<b>CAPÍTULO 5. CARACTERÍSTICAS DE LOS SISTEMAS DE REFUERZO.....</b>	<b>62</b>
5.1 SOBRELASAS.....	62
5.1.1 DESCRIPCIÓN DE PARÁMETROS.....	64
5.1.2 RESULTADOS.....	69
5.1.3 EXPRESIONES SIMPLIFICADAS.....	77
5.2 ENCAMISADO DE NERVADURAS.....	78
5.2.1 DESCRIPCIÓN DE PARÁMETROS.....	78
5.2.2 RESULTADOS.....	80
5.3 PRESFUERZO EXTERIOR.....	87
5.3.1 DESCRIPCIÓN DE PARÁMETROS.....	87
5.3.2 RESULTADOS.....	88
5.3.3 EXPRESIONES SIMPLIFICADAS.....	93
<b>CAPÍTULO 6. CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES EN MÉXICO.....</b>	<b>95</b>
6.1 INTRODUCCIÓN.....	95
6.2 ESTRUCTURACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA EN PUENTES.....	96
6.3 PLANOS DE PROYECTOS TIPO.....	104

6.3 PLANOS DE PROYECTOS TIPO.....	104
6.4 REPORTES SIPUMEX.....	107
<b>CAPÍTULO 7. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE REFUERZO.....</b>	<b>110</b>
<b>CAPÍTULO 8. EJEMPLO DE APLICACIÓN.....</b>	<b>115</b>
8.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE A REPARAR.....	115
8.2 ANÁLISIS DE CARGAS Y OBTENCIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS.....	117
8.2.1 MOMENTO POR CARGA MUERTA.....	117
8.2.2 MOMENTO POR CARGA VIVA.....	118
8.3 MOMENTOS ORIGINAL ( <i>MR</i> ) Y <i>MU</i> PARA LA CV ACTUAL .....	120
8.4 REFUERZO DEL PUENTE.....	124
8.4.1 REFUERZO CON SOBRELOSA.....	124
8.4.2 REFUERZO CON ENCAMISADO.....	125
8.4.3 REFUERZO CON PRESFUERZO.....	130
8.5 CONCLUSIONES.....	137
<b>CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES.....</b>	<b>139</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>143</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Aplicación de una sobrelosa.....	5
Figura 2.2 Encamisado de nervaduras.....	7
Figura 2.3 Alternativas de presfuerzo en una viga con carga concentrada.....	12
Figura 2.4 Curvas esfuerzo-deformación para diferentes aceros.....	13
Figura 2.5 Estructura de un material compuesto FRP (adaptada ACI, 2002).....	16
Figura 2.6 Filamentos de Fibras de vidrio (Bank, 2006).....	17
Figura 2.7 Barras de refuerzo de FRP reforzadas con carbón y con vidrio (Bank, 2006) .....	18
Figura 2.8 Encamisado de columnas en un puente con FRP.....	22
Figura 3.1 Sección transversal típica de un concreto reforzado.....	28
Figura 3.2 Camiones HS-15 de dos y tres ejes.....	30
Figura 3.3 Camiones de diseño actuales.....	31
Figura 3.4 Modelo IMT 66.5 aplicado en puentes con claros mayores o iguales a 30 m.....	35
Figura 3.5 Modelo IMT 66.5 aplicado en puentes con claros menores de 30 m.....	35
Figura 3.6 Modelo IMT 20.5 aplicado en puentes con claros iguales o mayores de 15 m.....	35
Figura 3.7 Modelo IMT 20.5 aplicado en puentes con claros menores de 15 m.....	36
Figura 3.8 Modelo IMT 66.5 para el análisis transversal o tridimensional de puentes.....	38
Figura 3.9 Modelo IMT 20.5 para el análisis transversal o tridimensional de puentes.....	38
Figura 3.10 Momentos máximos por cargas vivas: modelo virtual y camiones reales.....	40
Figura 4.1 Grietas por contracción plástica, figura modificada de ACI 224.1R (1993).....	49
Figura 4.2 Agrietamiento por asentamiento de agregados, figura modificada de ACI 224.1R (1993).....	50
Figura 4.3 Grietas por flexión y cortante.....	55
Figura 4.4 Junta de dilatación en buen estado.....	57

Figura 4.5 Junta de dilatación tapada por el recarpeteo de asfalto .....	58
Figura 4.6 Junta de dilatación en mal estado.....	58
Figura 4.7 Apoyo con presencia de humedad y óxido.....	60
Figura 4.8 Apoyo con capacidad de carga deficiente .....	60
Figura 5.1 Sección transversal tipo de puente con losa plana maciza.....	64
Figura 5.2 Sección transversal tipo de puente con losa aligerada.....	65
Figura 5.3 Sección transversal tipo de una losa apoyada sobre traveses tipo AASHTO.....	66
Figura 5.4 Sección transversal tipo. Losa apoyada sobre traveses de concreto reforzado.....	68
Figura 5.5 Incremento en la resistencia por rehabilitación mediante sobrelosas.....	69
Figura 5.6 Relación de $M_r/M_u$ en puentes con losas aligeradas y refuerzo con sobrelosa.....	71
Figura 5.7 Relación $M_r/M_u$ losa en volado y claro de 20 m.....	72
Figura 5.8 Relación $M_r/M_u$ losa en volado y claro de 30 m.....	73
Figura 5.9 Relación $M_r/M_u$ losa entre traveses y claro de 20 m.....	73
Figura 5.10 Relación $M_r/M_u$ para losa entre traveses y claro de 30 m.....	74
Figura 5.11 Puentes con ancho total de 8m.....	75
Figura 5.12 Puentes con ancho total de 9m.....	76
Figura 5.13 Puentes con ancho total de 10m.....	76
Figura 5.14 Incremento de $M_r$ necesario para resistir camión TR-S3 mediante la técnica de encamisado de concreto.....	81
Figura 5.15 Incremento de $M_r$ para puentes con 8 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de concreto.....	81
Figura 5.16 Incremento de $M_r$ para puentes con 9 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de concreto.....	82
Figura 5.17 Incremento de $M_r$ para puentes con 10 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de concreto.....	82

Figura 5.18 Incremento de $M_r$ necesario para resistir camión TR-S3 mediante la técnica de encamisado de acero.....	84
Figura 5.19 Incremento de $M_r$ para puentes con 8 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de acero.....	85
Figura 5.20 Incremento de $M_r$ para puentes con 9 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de acero.....	85
Figura 5.21 Incremento de $M_r$ para puentes con 8 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de acero.....	86
Figura 5.22 Porcentaje del incremento de momento para traveses exteriores.....	89
Figura 5.23 Porcentaje del incremento de momento para traveses interiores.....	90
Figura 5.24 $A_{sp}$ para presfuerzo exterior.....	92
Figura 6.1 Distribución porcentual de la longitud de la red nacional carretera según superficie de rodamiento (Imagen modificada de Anuario Estadístico 2009 SCT).....	95
Figura 6.2 Sistemas de losas más comunes.....	97
Figura 6.3 Secciones transversales de losas apoyadas sobre vigas.....	98
Figura 6.4 Traveses cajón.....	98
Figura 6.5 Traveses cajón de dos cajones.....	99
Figura 6.6 Armadura a paso inferior.....	99
Figura 6.7 Armadura a paso superior.....	100
Figura 6.8 Armadura de paso a través.....	100
Figura 6.9 Trabe de alma llena.....	101
Figura 6.10 Puente con arco superior.....	101
Figura 6.11 Puente con arco inferior.....	101
Figura 6.12 Puente con arco inferior cerrado.....	102

Figura 6.13 Diseño de la elevación de superestructura.....	103
Figura 8.1 Elevación del puente.....	116
Figura 8.2 Sección transversal del puente.....	117
Figura 8.3 Diagrama de momento efecto de la carga muerta.....	118
Figura 8.4 Posición crítica de la carga viva para el cálculo del FD.....	119
Figura 8.5 Diagrama de momento correspondiente al camión HS-15.....	119
Figura 8.6 Diagrama de momento correspondiente al camión T3-S2-R4.....	119
Figura 8.7 Sección transversal de la trabe.....	122
Figura 8.8 Trabe reforzada con sobrelosa.....	125
Figura 8.9 Trabe reforzada con encamisado de concreto.....	127
Figura 8.10 Trabe reforzada con encamisado de acero.....	128
Figura 8.11 Trazo del cable de presfuerzo.....	130
Figura 8.12 Trabe reforzada con presfuerzo.....	131

## LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Magnitud de cargas para el modelo IMT 66.5.....	36
Tabla 3.2 Magnitud de cargas para el modelo IMT 20.5.....	37
Tabla 3.3 Factores de reducción en carriles múltiples normas AASHTO.....	41
Tabla 3.4 Factores de reducción en carriles múltiples normas de la SCT.....	41
Tabla 3.5 Porcentaje de incremento por impacto, (norma SCT 2001) .....	42
Tabla 5.1 Parámetros considerados en puentes con losa plana maciza.....	64
Tabla 5.2 Parámetros considerados en puentes con losa plana aligerada.....	65
Tabla 5.3 Parámetros considerados para losa apoyada sobre traveses tipo AASHTO.....	67
Tabla 5.4 Parámetros considerados en puentes con losa apoyada sobre traveses de concreto reforzado.....	68
Tabla 5.5 Incremento de momento en losas apoyadas en traveses tipo AASHTO para un espesor de sobrelosa dado.....	77
Tabla 5.6 Características geométricas de puentes con traveses de concreto reforzado .....	79
Tabla 5.7 Características de modelos de puentes presforzados.....	87
Tabla 5.8 Expresiones para obtener $A_{sp}$ .....	93
Tabla 5.9 Expresiones para obtener $A_{sp}$ .....	94
Tabla 6.1 Características de superestructuras de puentes tipo de la SOP 1966 (tabla tomada de Jara et al., 2008)).....	105
Tabla 6.2 Características de la superestructura de los puentes tipo de la SAHOP, 1980 (tabla tomada de Jara et al. (2008)) .....	106

Tabla 8.1 Análisis de cargas .....	117
Tabla 8.2 Resultados de $M_r$ para cada espesor de sobrelosa.....	125
Tabla 8.3 Comparación de la resistencias alcanzadas en cada tipo de refuerzo .....	137

# CAPITULO 1

## INTRODUCCIÓN

Los puentes se encuentran dentro de los elementos más importantes de cualquier sistema carretero, si no es que es el más importante, debido a que la total o parcial interrupción de tráfico puede ser la causante de grandes pérdidas económicas al evitar o retrasar el transporte de productos entre comunidades o al provocar la inactividad productiva en personas de la clase trabajadora por no poder llegar a su lugar de trabajo, además de evitar el acceso a servicios vitales tales como los servicios médicos que ofrecen los hospitales. También en alguna situación de emergencia el cierre de un puente podría costar vidas humanas al impedir el acceso a grupos de ayuda o evitar la salida a personas que se encuentran en zona de peligro.

Muchos de los de los puentes existentes en la red carretera mexicana tienen más de 30 años de edad, por lo que fueron diseñados con metodologías de diseño no tan refinadas, particularmente en lo que refiere a cargas accidentales como las generadas por sismos y el viento, la calidad de los materiales era menor y las cargas vivas utilizadas eran inferiores a las que actualmente circulan en las carreteras. Debido a estas causas la demanda de mantenimiento, rehabilitación y sustitución de puentes está en constante crecimiento, mientras que los recursos financieros se ven cada día más limitados como consecuencia de la crisis económica que enfrenta nuestro país. Por esta razón es indispensable que se inviertan los recursos existentes de la manera más adecuada para mantener los puentes en buen estado, al menor costo y con el mayor tiempo de vida posible.

En el documento presentado por Thomas Telford en la Conferencia de Rehabilitación de Puentes en U.K. en 2000, propone que en las siguientes generaciones, los administradores de puentes deberán considerar una mayor fiabilidad, optimización y ciclo de vida para predecir el comportamiento de los puentes, los costos de mantenimiento a largo plazo y los costos para el

usuario, de esta manera se pretende encontrar una óptima estrategia para la vida útil basada en metodologías costo-beneficio.

En el diseño y mantenimiento de puentes se deben considerar los riesgos a que podrá estar expuesta la estructura y los recursos con los que se contará a lo largo de su vida útil. La reparación de daños y el refuerzo de la estructura son actividades que deberán hacerse periódicamente, para lo que primeramente es necesario evaluar la eficiencia y durabilidad de las diferentes técnicas de reparación y reforzamiento existentes para las diferentes partes que componen el sistema de un puente, y con esto evitar o disminuir los daños que se pueden presentar a lo largo de la vida útil del puente por efectos de cambios en cargas vivas, muertas y accidentales.

Este trabajo está enfocado a los problemas que se presentan en la superestructura de puentes de concreto reforzado por incrementos en las cargas vivas, los cuales afectan principalmente la resistencia a flexión de la losa de concreto reforzado y las trabes que transmiten la carga vehicular a la subestructura. Las diferencias que se presentan en las cargas vivas son debidas a que las estructuras de estudio fueron diseñadas para un camión de menor peso al de los que circulan actualmente. De acuerdo con esto se tienen los siguientes objetivos generales y particulares del trabajo de tesis que se presenta.

### **Objetivo general**

El objetivo general de este trabajo es el de evaluar las principales técnicas de reforzamiento por flexión de la superestructura de puentes de concreto reforzado, haciendo un análisis comparativo de los principales tipos de refuerzo por flexión que se utilizan con mayor frecuencia en las superestructuras de concreto existentes en el país, tomando como problema principal el incremento de la carga viva para el diseño de puentes.

## **Objetivos particulares**

Como objetivos particulares y con el fin de lograr el objetivo general, es necesario conocer primeramente los sistemas de reforzamiento para la superestructura de puentes más utilizados en el país, entender cómo funcionan y que beneficios o perjuicios puede aportar a la superestructura.

Evaluar las acciones de diseño en puentes principalmente las de carga viva que son las que tienen mayor influencia en los daños que se presentan por flexión en la superestructura. Además de la determinación de las acciones de las cargas, también es importante conocer las características geométricas típicas de las superestructuras de puentes de México, los diferentes tipos de daños que se presentan en la superestructura del puente, las causas que los originan y las técnicas de reparación que se implementan con mayor frecuencia.

Por último, evaluar las características mecánicas de diferentes tipos de refuerzo por flexión, y hacer una comparación con un grupo de puentes representativos del país, así con los resultados obtenidos se pretende proporcionar tablas de ayuda de diseño y criterio para la selección del sistema de refuerzo más adecuado como función del incremento de resistencia proporcionado.

## **CAPITULO 2**

### **ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE SISTEMAS DE REFUERZO DE Puentes EXISTENTES**

#### **2.1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se presenta de manera general los principales sistemas de refuerzo utilizados para la superestructura de puentes en el país, con el objetivo de tener una perspectiva más amplia de los últimos avances, su funcionamiento y utilización en puentes con capacidad de carga deficiente.

Sistemas de refuerzo comúnmente usados:

1. Sobrelosas
2. Encamisado de nervaduras
3. Presfuerzo externo
4. Materiales compuestos FRP
5. Adición o sustitución de nuevos elementos

A excepción de la implementación de los materiales compuestos FRP como sistema de reforzamiento, sistema nuevo en México con utilización no tan recurrente, el resto de las técnicas de refuerzo son comúnmente usadas en el refuerzo y rehabilitación de puentes.

## 2.2 SOBRELASAS

En México la mayoría de los puentes, con claros menores a quince metros, están contruidos con losas de concreto reforzado como elemento principal de la superestructura. En estos puentes la función de la losa es transmitir los efectos de las fuerzas ocasionadas por la acción de las cargas muertas y vivas a la subestructura. Debido a que los camiones que circulan actualmente en la mayoría de los puentes existentes en la red carretera mexicana tienen pesos mayores a los utilizados para su diseño, muchas de las losas presentan problemas de agrietamiento, desconches (debido al desgaste, humedad e impacto) y deformaciones por flexión.

Esta técnica consiste en incrementar el peralte de la losa existente colocándole una capa nueva de concreto la cual es reforzada por temperatura y unida por medio de conectores de cortante a la losa existente (figura 2.1). Con esto se busca aumentar la resistencia, disminuir las deflexiones para contrarrestar los efectos ocasionados por el incremento en las cargas vivas y reparar la losa existente dañada.

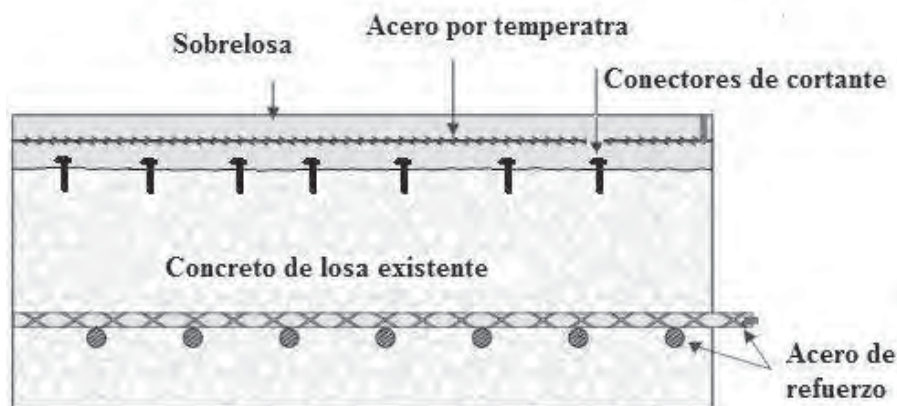


Figura 2.1 Aplicación de una sobrelosa

La mayoría de estas losas son simplemente apoyadas, por lo que los esfuerzos de tensión se presentan solamente en el lecho inferior. Al incrementar el peralte se busca que el brazo de palanca entre el bloque equivalente de concreto en compresión y el acero existente a tensión sea incrementado para que este equilibre el momento flexionante provocado por las nuevas demandas.

Para el buen funcionamiento del comportamiento de la losa existente y losa nueva como un miembro integral son necesarios los conectores de cortante y la aplicación de algún tipo de adhesivo entre losas. Los conectores tienen la función de resistir los esfuerzos de cortante (flujo de cortante), desarrollados entre las superficies de contacto de la losa existente y la nueva debidos a la flexión de las losas. Con el uso de estos conectores se logra que las losas no se deslicen entre sí y se comporten como un solo elemento (Popov, 2001).

La aplicación de este tipo de refuerzo representa algunos inconvenientes para el puente y para los usuarios de este. Para el puente el incremento de peso en la superestructura significa mayor transmisión de esfuerzos de la cimentación al suelo, por lo que la cimentación existente podría ser insuficiente, el incremento de la masa debido a la sobrelosa podría aumentar las demandas sísmicas en la estructura, y por último el peso propio de la superestructura podría ser más significativo que el incremento en resistencia alcanzado con la sobrelosa. En lo que respecta a los usuarios del puente, la aplicación de esta técnica de refuerzo significa la interrupción total o parcial del tránsito vehicular d un tiempo no muy corto.

## 2.3 ENCAMISADO DE NERVADURAS

El encamisado es uno de los métodos de refuerzos más utilizado para la rehabilitación y refuerzo de vigas y columnas. Con el encamisado se pretende mejorar el comportamiento de los elementos estructurales antes mencionados incrementado la capacidad de ductilidad, cortante y/o flexión, y en algunas ocasiones se intenta limitar la deformación por rotación en una articulación plástica. Existen tres tipos de encamisados según el material que se esté usando, los cuales se describen a continuación (Chen y Duan, 2001):

**Encamisado con acero.** Este tipo de refuerzo se usa principalmente para incrementar la capacidad a flexión. El método consiste en la colocación de placas de acero adheridas a la superficie de concreto por medio de algún adhesivo epóxico, conectores como tornillos o remaches y/o soldadura. En traveses estas placas se colocan en su parte inferior para incrementar el área de acero que tomará los esfuerzos de tensión en esa zona (figura 2a).

**Encamisado de concreto.** Este tipo de refuerzo se hace colocando estribos y varillas longitudinales en la parte externa de la nervadura. El acero es anclado de alguna forma a la estructura existente y posteriormente es colado el concreto, el cual recubrirá el acero nuevo de refuerzo (figura 2b). Este método incrementa la capacidad a flexión y cortante. Esta técnica de refuerzo es laboriosa y puede ser costosa, además de que se incrementa el peso de la estructura en una cantidad considerable, con lo cual se tienen las desventajas en la estructura del puente que se mencionaron en el caso de la sobrelosa al incrementar el peso del puente.

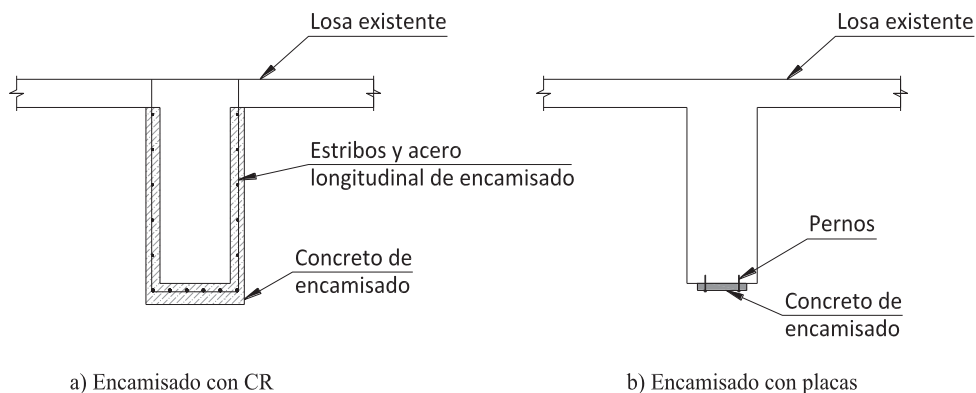


Figura 2.2 Encamisado de nervaduras

## **Encamisado de materiales compuestos**

Este tipo de encamisado es utilizado como alternativa de refuerzo para cumplir con los objetivos descritos en los métodos mencionados con anterioridad. Al igual que en el inciso “a” se tiene como objetivo reforzar la nervadura en las zonas donde se presentan esfuerzos por tensión. Se utiliza para refuerzo por flexión y cortante, dependiendo de la orientación que se da a las fibras del material compuesto. Actualmente existe un gran número de investigaciones y desarrollos sobre el uso de materiales compuestos en la rehabilitación de puentes.

## **2.4 PRESFUERZO EXTERNO**

El presfuerzo exterior es uno de los sistemas de refuerzo utilizados con mayor éxito en nuestro país, pues cambia el funcionamiento de los elementos de la superestructura en la mayoría de los casos de ser elementos de concreto reforzados a elementos de concreto presforzado mediante la implementación de cables de alta resistencia. Estos cables son colocados con la geometría más conveniente a lo largo de las nervaduras, su anclaje y esviaje se realiza respectivamente, mediante bloques de anclaje y bloques desviadores. Con este sistema se tiene un mejor comportamiento de la estructura y se prolonga su vida útil.

De manera general cualquier tipo de presfuerzo de concreto puede definirse como la aplicación de una fuerza de compresión con ubicación definida para contrarrestar las cargas de servicio. Los esfuerzos de tensión producidos por las cargas externas son reducidos o eliminados.

Los primeros intentos del uso del presfuerzo se dieron a principios del siglo veinte, cuando por primera vez investigadores trataron de utilizar varillas tensadas para evitar la aparición de grietas en estructuras de concreto, las varillas que usaban eran de baja resistencia por lo que los esfuerzos inducidos se perdían debido a la contracción y flujo plástico del concreto.

Las mejoras del comportamiento de estructuras de concreto presforzadas fueron reconocidas por primera vez por el ingeniero francés Eugenio Freyssinet que estudio los efectos de la contracción, y el flujo plástico del concreto. Estos estudios los inició en 1911 y en 1940 introdujo un sistema de presforzado usando cables de alta resistencia anclados con cuñas, esta invención es muy usada en la actualidad (Nilson 1990).

En 1933 Freyssinet publicó su estudio clásico donde él define por primera vez el concepto de presforzado. En su trabajo propone la eliminación completa de los esfuerzos de tensión en los miembros sujetos a cargas de servicio normales. Esto es definido como “presforzado completo”. Emperger (1939) y Abeles (1940) sugirieron usar una menor cantidad de acero de alta resistencia para controlar el agrietamiento y la deflexión, y permitir esfuerzos en el acero de refuerzo del concreto. Abeles en 1945 determino que la eliminación total de los esfuerzos de tensión y aparición de grietas en muchos diseños es innecesaria; Abeles se dio cuenta que los esfuerzos máximos de tensión ocurrían solamente cuando se presentaban las cargas máximas de servicio por lo que las grietas y deflexiones ocurridas en estas condiciones podían ser restablecidas cuando las cargas de servicio eran normales. A este enfoque de presfuerzo se le conoce como “presfuerzo parcial”, actualmente este término es usado para todos los concretos presforzados (ACI-ASCE 1999).

A partir de los estudios mencionados anteriormente el uso del presfuerzo despertó gran interés por lo que se comenzó a incluir ayudas de diseño en los reglamentos de varios países. Con el tiempo se comprobó que en muchas estructuras con presfuerzo no se habían presentado

pérdidas de esfuerzos o deterioro estructural por lo que hasta la fecha este sistema de refuerzo se considera confiable y eficiente.

Por su parte el presfuerzo exterior fue utilizado por primera vez entre los años de 1939 y 1945 durante la segunda guerra mundial en países como Alemania, Francia y Bélgica; sin embargo la aplicación de esta técnica no tuvo éxito, debido a la falta de protección de los cables y por las condiciones del medio ambiente y de servicio a que eran expuestos estos puentes, por lo cual se presentaron problemas de corrosión en el acero provocando fallas en la estructura, lo cual llevo a que se dejara de utilizar este tipo de refuerzo. Fue hasta las décadas de los sesenta y setenta que volvió a utilizarse este sistema de refuerzo con el objetivo de mejorar las técnicas en construcción de puentes de doble voladizo y de concreto presforzado que habían presentado fallas. Estos puentes tenían serios daños en la estructura debido a que no se hicieron las consideraciones adecuadas en el momento de su diseño y requerían de una gran cantidad de acero de presfuerzo adicional, por lo que no tenían otra opción más que utilizar la técnica del presfuerzo externo.

Debido al comportamiento satisfactorio del presfuerzo exterior en estos puentes, la utilización de este sistema se reabrió y hasta la fecha es utilizada como una alternativa económica y eficiente en el refuerzo de puentes, desde entonces este sistema ha sido utilizado en grandes puentes de Europa y ha sido adoptado por varios países del mundo incluyendo a México.

Para ilustrar los efectos del presfuerzo en la figura 2.3 se muestra una viga simplemente apoyada de concreto sin refuerzo. En la figura 2.3.a se aplica una carga concentrada  $P_y$  en el centro del claro, suponiendo que la magnitud de la carga actúa dentro del intervalo elástico del concreto, la distribución de esfuerzos de flexión a la mitad del claro será lineal como se muestra. Si los esfuerzos debido a la carga son mayores que la resistencia a tensión del concreto  $f_r$ , se formaría una grieta en toda la sección de la viga, lo que provocaría una falla súbita en el elemento de concreto.

Ahora bien si a la viga mencionada anteriormente se le aplica un carga axial longitudinal  $P_x$ , como se ilustra en la figura 2.3.b, de tal manera que los esfuerzos uniformes de compresión producidos por esta carga se ajusten a la magnitud de los esfuerzos de tensión producidos por la carga  $P_y$ , y los superponemos, tendríamos cero tensión en la parte inferior de la viga, lo cual resultaría satisfactorio para el buen comportamiento del concreto.

Si la carga axial aplicada se mueve a la parte inferior de la viga como se muestra en la figura 2.3.c se eliminarían los esfuerzos de tensión con mayor eficiencia. En esta figura se aplica una carga  $P_x$  con excentricidad  $e=h/6$  respecto del centroide de la sección de concreto, produciendo una distribución de esfuerzos que va desde cero en la parte superior de la viga hasta un valor máximo de  $2f_c=(P_x/A) + (P_x e/c/I_c)$  en la parte inferior, donde  $f_c$  es el esfuerzo en el concreto en el centroide de la sección,  $c$  la distancia del centroide de la sección transversal a la fibra inferior de la viga e  $I_c$  el momento de inercia de la sección transversal. Como se muestra en la figura el valor de los esfuerzos será el doble que los obtenidos con la carga axial  $P_x$ , con esta posición la capacidad para resistir la carga puntual es lo doble pudiendo resistir hasta  $2P_y$ .

Considerando que la carga  $2P_y$  produce un momento que va desde cero en los extremos hasta llegar a un máximo en el centro del claro, sería conveniente acomodar el cable de tal manera que produjera un contramomento que variara de la misma manera. De acuerdo con lo anterior, en la figura 2.3.d se acomoda el tendón con una excentricidad que varía linealmente partiendo de cero en los extremos hasta llegar al centro con una excentricidad de  $H/6$  a partir del eje centroidal de la sección de la viga. Con esto se logra el mismo efecto en el centro de la viga, mientras que en los extremos se tiene un esfuerzo de compresión  $f_c$ .

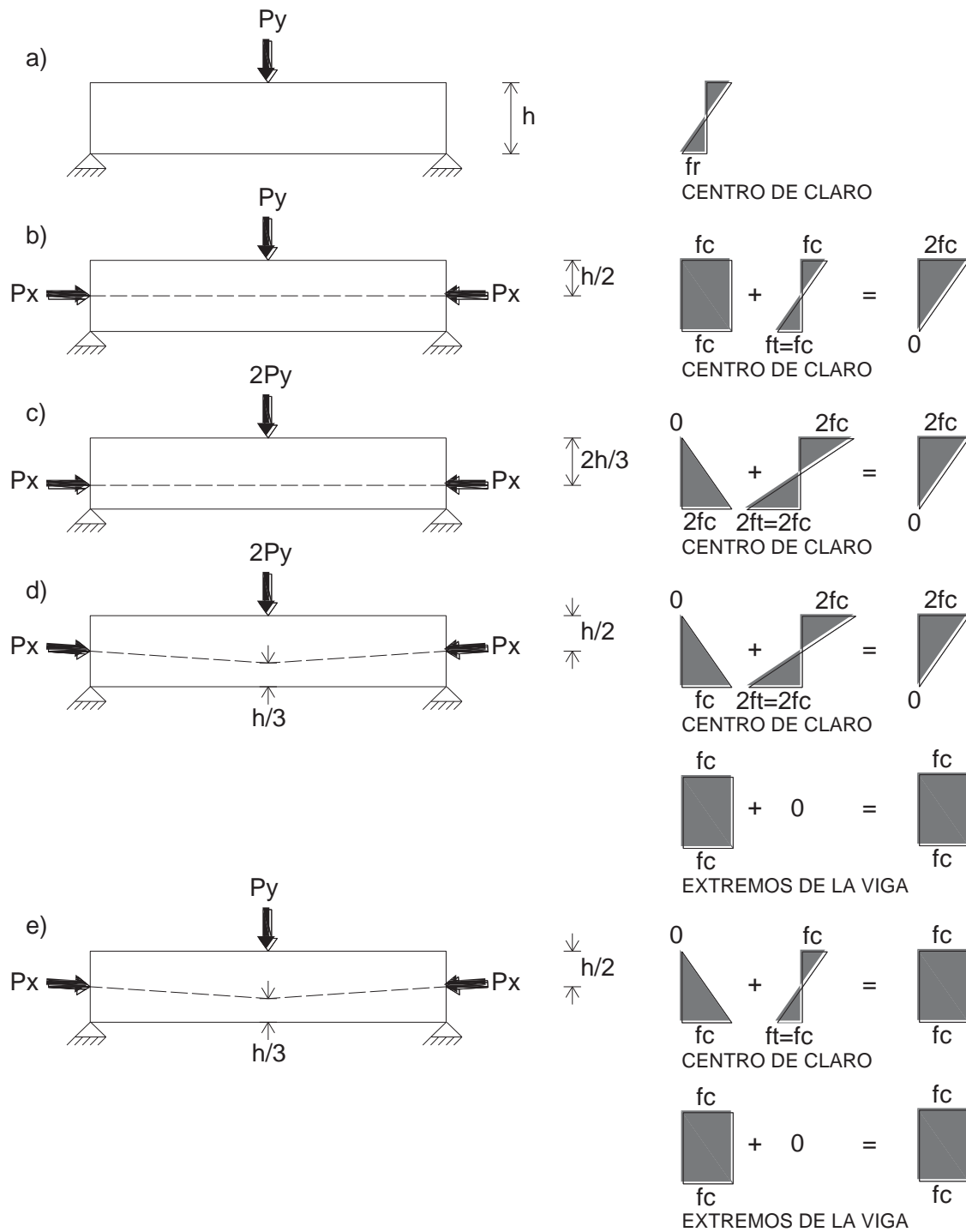


Figura 2.3 Alternativas de presfuerzo en una viga con carga concentrada

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, para cada configuración de carga aplicada, existe un perfil óptimo para el tendón que produce un diagrama de momento inverso al que produce la carga. Con estas configuraciones se puede lograr que en la viga no se presenten tensiones al momento de aplicar la carga deseada, y por el contrario solo se produzca carga axial a lo largo de toda la viga como se muestra en la figura 2.3.e

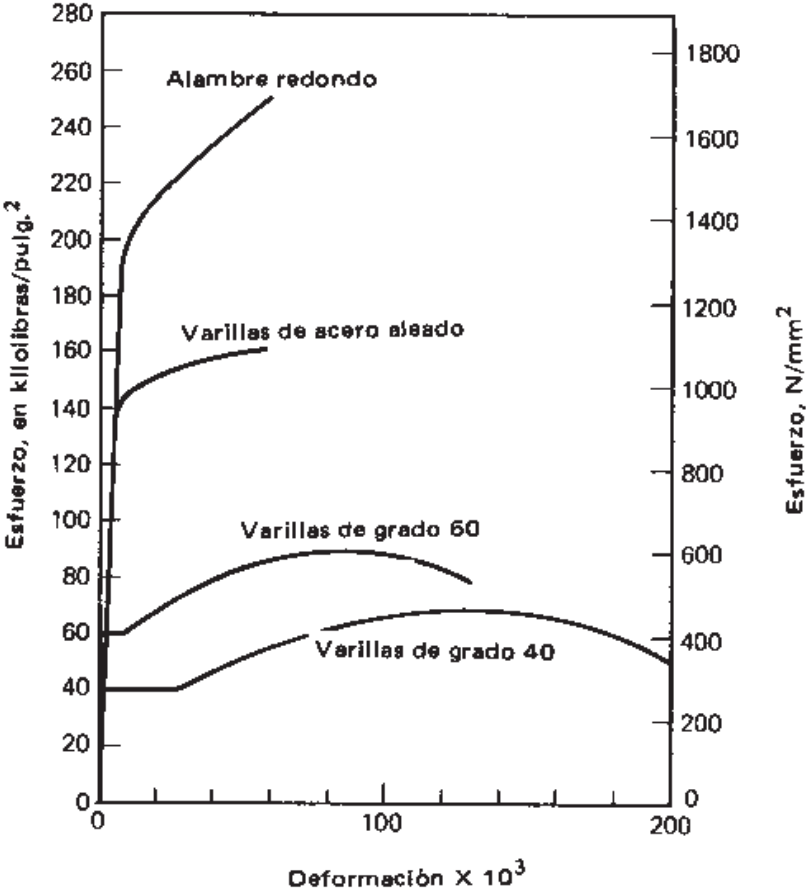


Figura 2.4 Curvas esfuerzo-deformación para diferentes aceros

## 2.4.1 MATERIALES

El presforzado de concreto más común consiste en tensar un tendón y anclarlo al elemento de concreto. Los tendones pueden estar formados por alambres, torones o cables. Los materiales usados son el acero de alta resistencia y los materiales compuestos, sin embargo los últimos no son implementados con mucha frecuencia debido principalmente a los problemas que han tenido con los sistemas de anclaje. El alambre de acero de alta resistencia que se usa normalmente es fabricado en frío en diámetros de hasta 7 mm y tiene resistencias que varían de 17000 a 21000 kg/cm<sup>2</sup> con módulos de elasticidad de 2 000 000 a 2 100 000 kg/cm<sup>2</sup>.

En la figura 2.4 se muestran las curvas esfuerzo deformación para los aceros convencionales de grado 40 y 60 y para aceros de alta resistencia usados en el presfuerzo de grado 75 y grado 90. Como se puede observar en la gráfica los aceros menores de 60 grados tienen un punto de fluencia bien definido mientras que los aceros de alta resistencia no lo tienen, para estos últimos se estima que se presenta para el 0.6%. En cuanto a la ductilidad, se puede observar que va disminuyendo conforme aumenta el grado del acero.

El concreto de alta resistencia es esencial en los elementos presforzados, debido a que durante la vida útil se pueden presentar grandes esfuerzos de compresión por la combinación de carga muerta y el presfuerzo. Con la utilización de estos concretos el módulo de elasticidad es mayor y las pérdidas en el presfuerzo se reducen, también el flujo plástico y contracción son disminuidos. El uso de materiales de alta resistencia ha resultado económicamente satisfactorio en la construcción ya que se pueden salvar claros mayores y los volúmenes de concreto utilizados son menores. Las resistencias utilizadas con mayor frecuencia en la práctica van de los 300 a los 500 kg/cm<sup>2</sup>.

## 2.4.2 TIPOS DE PRESFUERZO

El presforzado de concreto se realiza mediante dos métodos: pretensado y postensado. Estos métodos tienen el mismo objetivo, transmitir compresión a la sección de concreto por medio del tendido del acero.

El pretensado consiste en tensar los tendones previamente al colado del elemento de concreto, una vez que el concreto alcanzó la resistencia adecuada a compresión y a la adherencia los cables son soltados de sus apoyos, al hacer esto los esfuerzos de compresión, debido al acortamiento elástico de los tendones, son transmitidos al concreto por la adherencia que existe entre el acero de presfuerzo y el concreto.

El postensado puede ser interno o externo a la sección transversal de concreto, los tendones son colocados y tensados una vez que el concreto endureció y obtuvo la resistencia de diseño. Cuando el presfuerzo es interno se colocan ductos dentro del elemento estructural, estos ductos tendrán la forma que se desea para los tendones. El postensado externo puede estar adherido o no a la superficie de concreto. En el caso de rehabilitación de puentes se utiliza el presfuerzo externo por ser más fácil su implementación. Se recomienda que los tendones sean protegidos con ductos inyectados con mortero ya que tanto en la práctica como en estudios de laboratorio se ha comprobado la degradación del acero ocasionado por corrosión cuando los tendones están expuestos al medio ambiente.

El presfuerzo externo es una de las técnicas más usadas para el reforzamiento por flexión de puentes. El trazado de los cables es siempre poligonal y el cambio de dirección en los tendones se hace por medio de bloques desviadores. Estos bloques ejercen fuerzas compensatorias en puntos determinados de las vigas.

Otras técnicas utilizadas para la implementación del presfuerzo externo son mediante la aplicación de láminas de FRP presforzadas y adheridas en la superficie del concreto. En 2009

Mukherjee, Bagadi y Rai propusieron un modelo analítico para predecir el comportamiento carga-deflexión y falla en vigas usando láminas de FRP presforzadas. En el trabajo analítico desarrollado por Mukherjee (2009) se reportan buenos resultados de la técnica antes descrita, los cuales fueron corroborados con resultados experimentales desarrollados por Mukherjee y Rai (2009). En este trabajo utilizaron láminas CFRP con resistencia a la ruptura y módulo de elasticidad de 2.51 y 155 GPa respectivamente, de 50.8mm de ancho y 1.4mm de espesor, y resina epoxi.

## 2.5 MATERIALES COMPUESTOS FRP

A partir de los años cuarenta, el uso de materiales compuestos ha sido utilizado para desempeñar funciones estructurales en distintas áreas de la ingeniería como en la militar, aeroespacial, náutica y automovilística, sin embargo en la ingeniería civil la utilización de estos materiales ha sido menor hasta hace algunas décadas donde, debido a sus características, despertó un gran interés por su utilización.

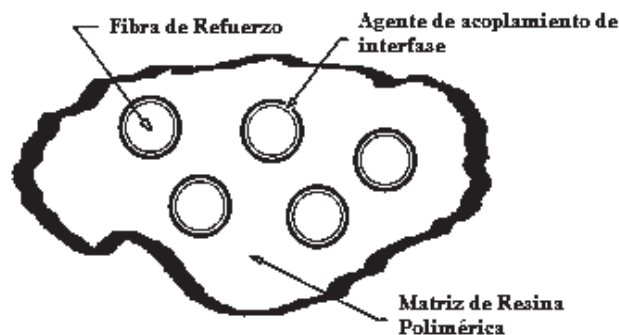


Figura 2.5 Estructura de un material compuesto FRP (adaptada ACI, 2002)

Los materiales compuestos están constituidos de por lo menos dos materiales con características diferentes, estos pueden formarse de manera natural o artificial. El cuerpo humano es un excelente ejemplo de estructura viva formada de compuestos, los huesos que

soportan el peso están formados por fibras de colágeno cortas y suaves que están embebidas en una matriz de mineral llamada *apatite*. Una de las características de los materiales compuestos es que ninguno de sus componentes podrá superarlo cuando estos actúen independientemente (Ganga Rao, 2006). De acuerdo con el reporte del ACI 440R-96 (2002) “los materiales compuestos están definidos como una matriz de material polimérico reforzado con fibras u otro refuerzo con una relación de aspecto discernible de longitud a espesor”. Entre la fibra y la matriz polimérica existe un agente de interface que mejora la adhesión entre estos materiales (figura 2.5). En la ingeniería estructural los materiales compuestos utilizados con más frecuencia son llamados “Fiber Reinforced Plastics” (FRP), “Fiber Reinforced Polymer” (FRP) o “Advanced Composite Materials” (ACMs).

Las fibras de un material compuesto FRP consisten de miles de filamentos de un micrómetro de diámetro cada uno, éstas tienen una longitud indefinida y son llamadas continuas (figura 2.6); su función en los materiales compuesto es proveer resistencia, mientras que la matriz polimérica protege, distribuye los esfuerzos y mantiene las fibras en la posición deseada. Las principales fibras de refuerzo de polímeros de uso comercial para aplicaciones en la ingeniería estructural son fibras de vidrio, carbón y aramida; y al material compuesto se le nombra GFRP, CFRP y ARMD, respectivamente de acuerdo con el tipo de fibra. Los principales factores que afectan el comportamiento del material compuesto FRP son principalmente la orientación y composición de las fibras, longitud y forma, así como la adhesión con la matriz polimérica (ACI 440R-94, 2002).



Figura 2.6 Filamentos de Fibras de vidrio (Bank, 2006)

La cantidad de fibras de refuerzo contenidas en un material compuesto FRP varía desde un 20% hasta un 60%. Existen diferentes tipos de materiales compuestos diferenciados entre sí de acuerdo a la orientación de sus fibras, la cual puede ser unidireccional, bidireccional y tridimensional. En el primer caso las fibras están orientadas en una sola dirección, en el segundo las fibras están en dos direcciones ortogonales mientras que en el último las fibras están distribuidas uniformemente en muchas direcciones. Las propiedades mecánicas en una dirección en particular son proporcionales a la cantidad de fibras que están orientadas en esa dirección, (ACI 440R-94, 2002). Las fibras unidireccionales son las de mayor uso en México.

En la ingeniería estructural actualmente se utilizan materiales compuestos FRP como alternativa de rehabilitación y refuerzo de estructuras de concreto reforzado tanto para estructuras nuevas como existentes. La implementación de estos materiales como alternativa al mejoramiento del comportamiento estructural ha tenido un aumento considerable, debido a las ventajas que presenta esta técnica de rehabilitación con respecto a las técnicas tradicionalmente empleadas. Algunas de estas ventajas son: las técnicas de colocación, la resistencia a efectos ambientales (corrosión, cambios de temperatura, humedad, etc.), durabilidad, alta resistencia a la tensión, bajo peso específico, tiempo y continuo flujo vehicular durante su instalación. Los países que más han trabajado en la investigación del comportamiento de estos materiales son Estados Unidos, Japón, Canadá, Nueva Zelanda y algunos países de la Unión Europea.

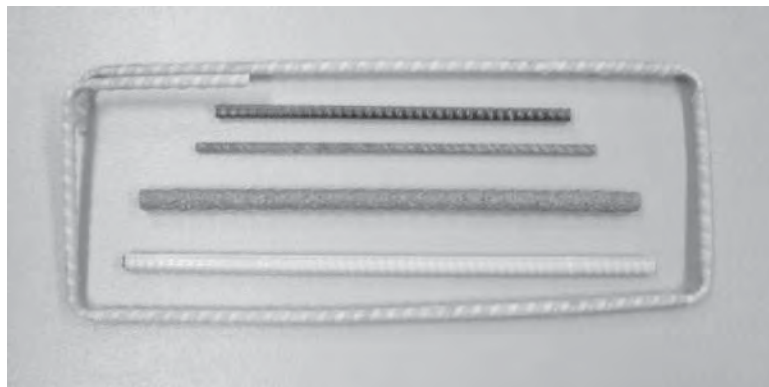


Figura 2.7 Barras de refuerzo de FRP reforzadas con carbón y con vidrio (Bank, 2006)

### 2.5.1 MATERIALES COMPUESTOS EN ESTRUCTURAS NUEVAS

En los últimos años ha crecido el interés de usar materiales compuestos con la finalidad de disminuir los costos de mantenimiento, y tiempo de construcción o rehabilitación de estructuras. Los materiales compuestos actualmente tienen un futuro alentador, con base en las investigaciones hechas hasta ahora, la confianza para utilizar estos materiales compuestos como refuerzo del concreto ha aumentado de tal manera que su aplicación en estructuras nuevas es vista con mayor frecuencia en países como Estados Unidos, y Japón, entre otros. En los siguientes párrafos se describe el desarrollo que han tenido los materiales compuestos como refuerzo del concreto, sustituyendo el acero.

Desde los años cincuenta hasta los años setenta se desarrollaron estudios de viabilidad que condujeron a la investigación del uso de varillas GFRP de pequeños diámetros (6mm), y a principios de los ochenta se produjeron las primeras varillas de refuerzo con este material para aplicaciones en la ingeniería estructural (figura 2.7). Estas barras eran usadas en instalaciones de resonancia debido a su transparencia electromagnética, y a finales de los ochenta el uso de varillas FRP recibió mayor atención para mitigar la corrosión en elementos de concreto reforzado con acero, principalmente en losas y traveses de puentes. En los Estados Unidos se empezaron a utilizar varillas FRP con superficies rugosas (cubierta de arena y rugosidad helicoidal), éstas fueron usadas experimentalmente en losas de puentes. A finales de los noventa los productores de varillas FRP experimentaron con fibras de carbón CFRP. En 2001 ACI publicó la primer guía de diseño ACI 440.1R-01 para concreto reforzado con FRP la cual ha sido revisada y actualizada, su última versión es la guía ACI 440.1R-06 publicada en 2006 (Bank, 2006).

Paralelamente con los desarrollos de FRP mencionados, debido a la vulnerabilidad que tiene la fibra de vidrio para degradarse en ambientes alcalinos, en Japón se enfocaron al estudio de fibras de carbón. También desarrollaron mallas de FRP de carbón, vidrio y mixtos con estos

dos. En 1995 y 1997 Japón publico sus guías de diseño para la utilización de FRP, estas son las BRI y las JSCE.

Otra de las líneas de investigación de los materiales compuestos son los tendones de FRP los cuales fueron desarrollados a principios de los ochenta en Holanda, Alemania y Japón. Esto fue debido a la presencia de corrosión en el acero de presfuerzo por lo cual se investigó para tendones con materiales compuestos como aramida, carbón y vidrio. La poca resistencia transversal de las fibras llevo a los productores a desarrollar sistemas de anclajes de presfuerzo especiales para este tipo de refuerzo, los cuales hasta la fecha tienen un costo elevado y técnicamente resultan imprácticos por lo que no han tenido una buena aceptación en el área de la construcción. Existen guías de diseño para la implementación de este tipo de tendones desarrollas por Japón y Estados Unidos, conocidas como el Japan Society of Civil Engineers (JSCE, 1997) y American Concrete Institute (ACI, 440.4R-04, 2004) respectivamente.

## **2.5.2 MATERIALES COMPUESTOS COMO REFUERZO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES**

Una de las aplicaciones más utilizadas de los materiales compuestos en estructuras existentes es el uso de láminas de FRP como refuerzo externo de elementos de concreto aplicados en las zonas donde se presentan esfuerzos de tensión; la aplicación de estos materiales compuestos ha venido remplazando las placas de acero que eran utilizadas como refuerzo externo. Según Tuakta (2006) un 5% de los puentes de Europa requieren ser reforzados, y usando estos materiales en lugar de acero se esperaría un ahorro de 6 billones de euros anualmente.

El refuerzo externo de elementos de concreto mediante FRP puede clasificarse en dos tipos (Bank et al., 2006). El primero se refiere a incrementar la capacidad de la estructura con respecto con la que fue diseñada ya sea en resistencia o en ductilidad, esto ocurre normalmente en estructuras viejas en las cuales la estimación de cargas accidentales con las cuales se diseñó son menores a las requeridas actualmente por los reglamentos vigentes, o en los casos en donde cargas vivas actuales son mayores a las utilizadas en el diseño original. El segundo tipo de refuerzo externo se refiere a la reparación de estructuras, en este caso la estructura está deteriorada por lo que requiere ser rehabilitada para que tenga nuevamente la resistencia y ductilidad para la cual fue diseñada en un inicio. Este tipo de deficiencias se presenta con frecuencia en los puentes.

Normalmente se utilizan láminas de FRP que trabajen unidireccionalmente y fabricadas de carbón, vidrio o aramida, las cuales están unidas por medio de una matriz polimérica de epoxi, poliéster o ester vinyl. Estas láminas son inmunes a la corrosión, su peso volumétrico es bajo y su longitud de aplicación prácticamente no tiene límites por lo que se evita la formación de juntas. El uso de FRP como refuerzo externo ha sido usado exitosamente para refuerzo por flexión y cortante en vigas de concreto, refuerzo por cortante en vigas de concreto y refuerzo para incrementar la resistencia a carga axial y mejora en la ductilidad de columnas de concreto (Bank et al. 2006).

Los primeros desarrollos de estas fibras como refuerzo se dieron en Suiza a cargo de Urs Meier y su equipo de trabajo en el “Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Reserch” (EMPA) en 1984, Meier en 1897 reporto el uso de láminas de CFRP como refuerzo

a flexión en vigas de concreto reforzado y mostró que estas pueden remplazar el uso de placas de acero ahorrando en costos cerca del 25%. En 1989 Kaiser probó vigas de concreto reforzadas con láminas de compuestos FRP y mostró la valides del método de compatibilidad de deformaciones en un análisis de sección transversal, también estudió el efecto de la temperatura mediante ciclos de congelamiento y descongelamiento en vigas de concreto reforzadas con CFRP variando la temperatura de  $+25^{\circ}\text{C}$  a  $-25^{\circ}\text{C}$  y encontró que la variación de temperatura no afecta la capacidad a flexión. Posteriormente el potencial de estos materiales fue confirmado por investigadores de Estados Unidos, Japón y Canadá (Alarcón, 2002). Una de las primeras aplicaciones con refuerzo externo de este tipo se realizó en el puente “Kattenbusch Bridge”, en Alemania entre 1986 y 1987, en el cual se utilizaron 20 láminas FRP de fibras de vidrio aplicadas en las juntas de construcción del puente (Tuakta et al., 2004). A partir de entonces un gran número de estructuras alrededor del mundo empezaron a reforzarse mediante estos sistemas. En Suiza desde 1991 hasta 2002 se reforzaron aproximadamente 250 estructuras mediante láminas CFRP el equivalente a 17,000 kg de material compuesto (Alarcón, 2002). En el Reino Unido solamente en 2007 más de 30 puentes fueron reforzados usando aproximadamente 6 km de FRP (Motavalli et al., 2007). La figura 2.7 muestra el encamisado de columnas empleando materiales FRP.



Figura 2.8 Encamisado de columnas en un puente con FRP

Pantelides, Alameddine, Sardo e Imbsen en 2004 analizaron el puente “State Street Bridge” en Salt Lake City el cual fue diseñado y construido en 1965 de acuerdo con las normas AASHTO disponibles en ese tiempo, el diseño no considero fuerzas o desplazamientos inducidos por sismo. De acuerdo con un análisis de vulnerabilidad los dos caballetes del puente presentaron deficiencias en: 1) confinamiento en zonas de traslapes, 2) longitud de anclaje de las barras de las columnas en los cabezales, 3) confinamiento en zonas de articulaciones plásticas, y 4) capacidad a cortante en la unión columnas-cabezal. De acuerdo con un análisis de capacidad (pushover) y comparado con las demandas basadas en la respuesta para el sismo requerido se determinó la cantidad de refuerzo necesario para cumplir con las demandas para el sismo del reglamento actual. Debido a los tiempos de reparación y a la eficiencia se eligió reforzar usando un encamisado de CFRP en columnas y cabezales. Las bandas de FRP implementadas fueron unidireccionales, el espesor de CFRP se varió dependiendo de la zona que se reforzó.

Ekenel y Myers (2009) probaron especímenes de vigas de CR reforzadas externamente con CFRP. Estos especímenes fueron sometidos a fatiga mediante la aplicación de 2000 ciclos de carga expuestos a rigurosos cambios en el ambiente. Las vigas perdieron en promedio entre un 15 y un 25% de su rigidez a flexión. Las láminas de CFRP tenían un módulo de elasticidad y resistencia última de 3.8 y 227.5 GPa.

Shahrooz y Boy (2004) analizaron un puente que fue reforzado con láminas CFRP en las losas, este puente tiene más de 45 años desde que fue construido. Ya que el puente era de tres claros, el puente se reforzó con cuatro sistemas de CFRP utilizando láminas de carbón de 76.2 y 127 mm de ancho, placas de CFRP de 102 mm de ancho anclados mecánicamente en los extremos, y con tejidos FRP. Las mediciones de deformación en la losa se hicieron mediante extensómetros y utilizando camiones con carga controlada, esto se hizo después de colocar el refuerzo y después de un año de haberlo colocado. Los resultados mostraron que el refuerzo incremento la capacidad de carga del puente en un 22%, y reducciones de las deflexiones máximas, además se reporta que el comportamiento del puente no presentó cambios después de cumplirse un año del refuerzo. Con base en sus resultados los investigadores consideran que los sistemas utilizados de refuerzo FRP son viables para incrementar la capacidad de carga de losas.

Yeh y Mo (2005) estudiaron pilas de CR huecas cuadradas y circulares encamisadas con material CFRP con módulo de elasticidad y resistencia a la ruptura de 230 GPa y 3,480 MPa

respectivamente. Los resultados mostraron que el factor de ductilidad y la capacidad a cortante aumentó. También comentan en su trabajo que el modo de falla de estas columnas puede cambiarse de cortante puro o cortante y flexión a una falla por flexión que representa un sistema dúctil. El encamisado resultó ser más eficiente en columnas redondas que en columnas cuadradas; en muchos de los puentes de Estados Unidos es muy común usar secciones T invertidas en los cabezales. En ocasiones estos elementos son susceptibles a tener fallas frágiles. Galal y Sekar en 2007 probaron especímenes de vigas T invertidas reforzadas con CFRP unidireccionales con resistencia a tensión de 3.79 GPa y módulo de elasticidad de 230 GPa, mostraron que la ductilidad de estos elementos puede incrementarse hasta 4 veces y su capacidad de carga en 20%.

## **2.6 ADICIÓN O SUSTITUCIÓN DE NUEVOS ELEMENTOS**

Sustituir o adicionar nuevos elementos en la superestructura de un puente es otra alternativa comúnmente empleada en la rehabilitación y refuerzo de este tipo de estructuras. Para algunos casos este tipo de solución no es la más deseable debido a los altos costos tanto de materiales como de mano de obra y al tiempo que se requiere para la ejecución de los trabajos. Sin embargo, resulta ser la mejor o única alternativa. Un caso típico en donde la única alternativa de refuerzo es la adición de nuevos elementos se presenta cuando se requiere un mayor ancho de calzada debido a incrementos de la demanda vehicular o a los requerimientos de normas vigentes.

La sustitución de elementos estructurales es necesaria cuando la capacidad del puente está severamente degradada, lo cual le impide resistir las demandas a que puede estar sujeta la estructura. Esta degradación puede ser debida a efectos del medio ambiente como es el caso de la corrosión, fatiga o a incrementos en las demandas esperadas de algún evento extraordinario como pueden ser los sismo y otros fenómenos naturales como la acción del viento y/o huracanes. Físicamente la estructura puede presentar daños considerables exhibidos como grandes desprendimientos de concreto, alta corrosión en el acero, grietas profundas, deformaciones permanentes en los elementos o el colapso total o parcial.

## **CAPITULO 3**

### **ACCIONES DE DISEÑO PARA PUENTES**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Actualmente la SCT cuenta con normas de diseño de puentes en las cuales se presentan los criterios generales para determinar las cargas y acciones que actúan en la estructura de un puente. Es importante señalar que aunque estas normas existen desde hace algunos años, normalmente se prefiere diseñar siguiendo las normas AASHTO. Las metodologías de la SCT y de las AASHTO son similares, sin embargo, para la determinación de las cargas y acciones sobre los puentes de México es necesario seguir las normas de la SCT, ya que las cargas vivas usadas en nuestro país varían considerablemente con las de E.U.

La SCT permite la utilización de las normas AASHTO, siempre y cuando se utilicen las cargas reglamentadas en el país, o utilizando sus normas en las cuales se presentan modelos virtuales de cargas vivas.

Las normas de la SCT clasifican a las cargas y acciones sobre los puentes y carreteras en cargas permanentes, cargas variables y cargas eventuales.

### **3.1.1 CARGAS PERMANENTES**

Se considera que estas cargas tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura, y se conocen como:

- Cargas muertas
- Empujes de tierra
- Empujes hidrostáticos

### **3.1.2 CARGAS VARIABLES**

Estas cargas tienen una variación importante durante la vida de la estructura, pero su probabilidad de ocurrencia es alta, en puentes estas cargas son:

- Carga viva
- Impacto
- Fuerza centrífuga

### **Cargas eventuales**

Estas cargas rara vez se presentan durante la vida útil, sin embargo su magnitud puede alcanzar magnitudes altas, poniendo en riesgo la estabilidad de la estructura, entre ellas tenemos:

- Viento
- Sismo
- Frenaje
- Fricción

- Variación de temperatura
- Empuje dinámico del agua
- Supresión
- Contracción por fraguado
- Acortamiento de arcos
- Flujo plástico
- Asentamiento diferenciales
- Oleaje

En este capítulo solamente se describe la carga muerta, carga viva, impacto y sismo; ya que son las cargas que se consideran para el análisis de la superestructura. En este trabajo no es necesario el cálculo de las cargas debido a sismo, sin embargo debido a la importancia que tienen estas cargas en el diseño de la subestructura de los puentes se hace una breve descripción de las consideraciones y recomendaciones propuestas por la CFE en su manual de diseño por sismo.

### **3.2 CARGAS MUERTAS**

Las cargas muertas son el conjunto de acciones producidas por el peso propio de la construcción, no tienen una importante variación en el tiempo para el caso de puentes, y pueden deberse a elementos estructurales o elementos no estructurales. Generalmente los elementos de la superestructura que se consideran en el análisis de cargas muertas de un puente son las siguientes:

- Parapetos
- Banquetas
- Guarniciones
- Carpeta asfáltica
- Losa

- Trabes
- Diafragmas

En la figura 3.1 se muestran los elementos que conforman una sección transversal típica de la superestructura de un puente carretero en México; en este caso el sistema estructural corresponde a una losa apoyada sobre traveses de concreto reforzado.

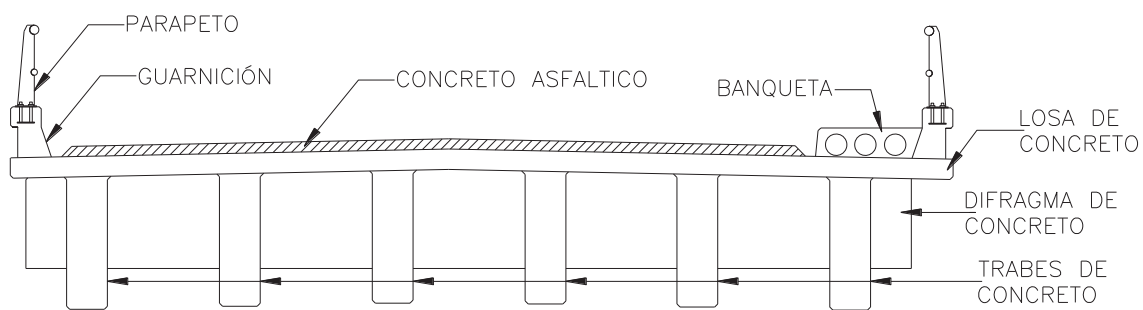


Figura 3.1 Sección transversal típica de un concreto reforzado

Es muy importante considerar que las cargas consideradas durante el proceso de diseño pueden variar con las cargas reales de la estructura, algunas de las causas son: las dimensiones de los elementos no son las especificadas en el proyecto, la adición o modificaciones en elementos estructurales o no estructurales y las variaciones de los pesos volumétricos de los materiales considerados en el proyecto. El incremento del espesor de la carpeta asfáltica es una de las causas más comunes de incremento en la carga muerta de puentes, se han encontrado puentes con espesores hasta de 50 cm de espesor, normalmente para el diseño de puentes se consideran espesores de carpeta asfáltica menores a los 10 cm.

### **3.3 CARGAS VIVAS**

De acuerdo con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2004) las cargas vivas son las ocasionadas por cargas móviles correspondientes a camiones, autobuses, automóviles, equipos para construcción y trabajos agrícolas, ciclistas, peatones, ganado y, en pasos inferiores de ferrocarril (PIF). En este capítulo se mostrarán las cargas vivas vigentes correspondientes a los camiones que circulan actualmente en el país y las cargas vivas virtuales propuestas en las normas de diseño de carreteras de la SCT.

#### **3.3.1 CAMIONES DE DISEÑO**

Desde que se inició la construcción de puentes en México, las cargas vivas de diseño han cambiado debido al tránsito de camiones más pesados, originándose incrementos en el valor de las cargas a considerar en el proceso de análisis estructural debido a la mayor capacidad de carga de los camiones que circulan en las carreteras. Hasta antes de 1970 muchos puentes fueron construidos y diseñados para resistir el camión tipo HS-15 de dos ejes y peso total de 13.6 ton (figura 3.2a); entre los años de 1960 y 1970 se utilizó el camión HS-15 de tres ejes y con un peso total de 24.5 ton, sustituyéndose al anterior con dos ejes (figura 3.2b). Durante este periodo de tiempo la mayoría de los puentes fueron construidos de acuerdo con los planos de proyectos tipo elaborados por la Secretaría de Obras Públicas (SOP) en 1965 (SOP, 1966), para la elaboración de estos proyectos se utilizó como carga viva de diseño el camión HS-15 de tres ejes. A partir de 1970 se sustituyó al HS-15 por el camión HS-20 cuyo peso actual máximo permitido es de 32.66 ton, como se muestra en la figura 3.3a. Posteriormente se implementaron los camiones T3-S3 y T3-S2-R4, a inicios de la década de los años noventa la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) reglamento las cargas máximas para estos dos camiones las cuales son de 48.5 ton para el T3-S3 y 66.5 ton para el camión T3-S2-R4, ver figura 3.3b y 3.3c.

Actualmente los camiones vigentes y utilizados en el proceso de diseño son el HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 con los pesos mencionados anteriormente. La SCT recomienda aplicar estas cargas haciendo diferentes combinaciones para cada tipo de camino y utilizando los factores y distribución de cargas como se indica en las normas AASHTO; sin embargo, la SCT también permite que se establezcan otras combinaciones y tipos de carga viva cuando sea justificado.

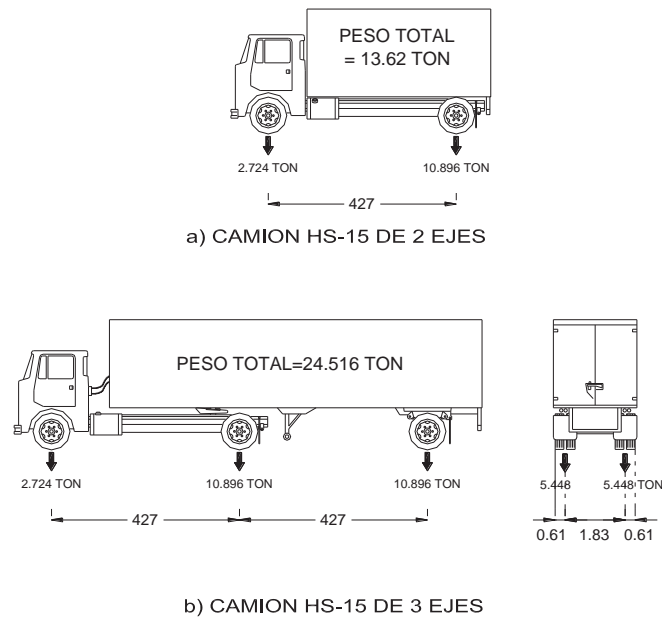
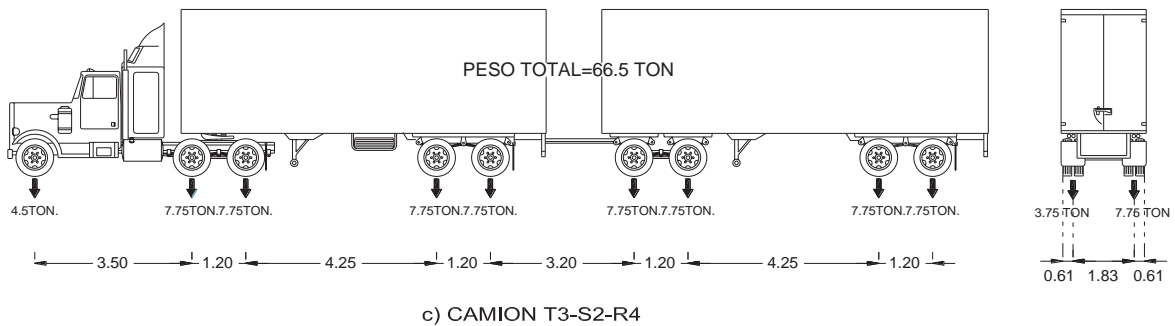
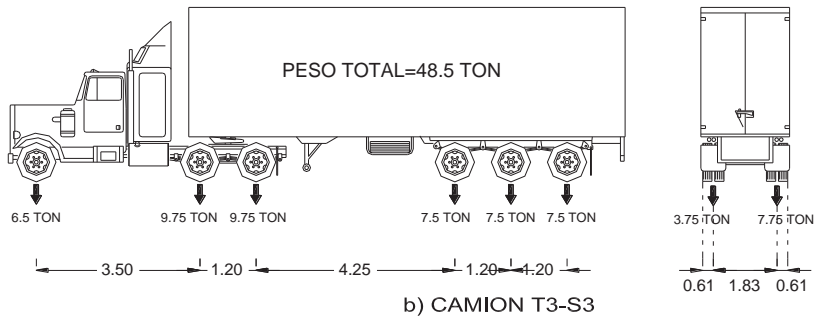
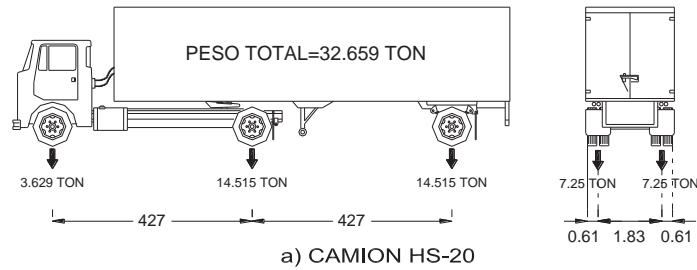


Figura 3.2 Camiones HS-15 de dos y tres ejes



### 3.3 Camiones de diseño actuales

A continuación se describen los tipos de carreteras y la combinación de carga viva recomendada por la SCT para cada tipo de camino:

#### Carretera tipo ET

Las características geométricas y estructurales de este tipo de carreteras, permiten la circulación de todos los vehículos autorizados con las máximas dimensiones, capacidad y peso. Además podrán circular automóviles especiales autorizados por la SCT.

Para este tipo de carretera no hay una recomendación de combinación de carga viva, ya que no existía esta clasificación de camino cuando se establecieron las cargas vivas antes descritas.

### **Carretera tipo A**

Son aquéllas que por sus características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados con las máximas dimensiones, capacidad y peso, excepto aquellos vehículos que por sus dimensiones y peso sólo se permitan en las carreteras tipo ET.

Para este tipo de carretera, la combinación de carga viva será la que produzca mayores esfuerzos al aplicar la carga de un camión T3-S2-R4 o T3-S3 en todos los carriles de circulación.

### **Carretera tipo B**

Este tipo de carreteras conforman la red primaria y que atendiendo a sus características geométricas y estructurales prestan un servicio de comunicación interestatal, además de vincular el tránsito.

Para este tipo de caminos se aplicará la combinación de un camión T3-S2-R4 o T3-S3, el que produzca los mayores esfuerzos, en un carril y un camión HS-20 en el otro.

### **Carretera tipo C**

Corresponden a la red secundaria, la cual presta servicio dentro de un estado con longitudes medias y se conectan con la red de carreteras primarias.

En este tipo de caminos se recomienda como carga viva un camión T3-S2-R4 o T3-S3, el que produzca los mayores esfuerzos en un carril de circulación.

## **Carretera tipo D**

Estas carreteras son parte de la red alimentadora; por sus características geométricas y estructurales prestan servicio principalmente al municipio y establecen conexiones con la red secundaria.

La carga viva establecida para este tipo de carretera es la del camión T3-S3 en un carril de circulación y en su posición más desfavorable.

### **3.3.2 MODELOS DE CARGA VIRTUAL DE LAS NORMAS DE LA SCT**

En el año 2004 la SCT a través del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) publicó el documento denominado “Formulación de la Norma SCT de Cargas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes Carreteros” (Chaves, 2004), en este trabajo se muestran los modelos de cargas móviles que deben ser utilizadas para el análisis estructural de los puentes y que deberán remplazar a los modelos antes mostrados. A pesar de que existe esta norma, la mayoría de los calculistas siguen usando las cargas de los camiones tipo antes mostrados.

Con base en el trabajo hecho a cargo de Chávez (2004) referente a cargas vehiculares, el IMT aconseja no utilizar el modelo de cargas vivas de las normas AASHTO ya que producen elementos mecánicos de diseño inferiores a los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 que transitan por las principales carreteras mexicanas, por el contrario recomienda la utilización de los modelos IMT66.5 y IMT20.5 establecidos en las normas de la SCT (2001), pero no limita a los proyectistas para que utilicen las cargas correspondientes a la figura 3.2.

Los modelos de cargas vivas propuestos por la SCT, consideran dos sistemas de cargas: concentradas y distribuidas, los cuales fueron determinados por medio de métodos estadísticos y de confiabilidad probabilística. Estos modelos son aplicables para realizar análisis longitudinal y transversal o tridimensional de la superestructura.

El modelo IMT 66.5 se aplica para los tipos de carreteras ET (eje de transporte), A, B, C, y el modelo IMT 20.5 para carreteras tipo D y caminos rurales (la importancia de la carretera se define de acuerdo a la letra, designándose en orden importancia siendo la más importante la tipo A).

### **Modelos de carga virtual para el análisis longitudinal**

Como se mencionó anteriormente, existen dos modelos de cargas virtuales correspondientes a las normas de diseño de puentes de la SCT el modelo IMT 66.5 y el IMT 20.5. El primer modelo está definido para claros de longitud igual o mayores de 30 m y claros menores de 30 m y es aplicable a las carreteras tipo ET, A, B y C; para el caso de carreteras Tipo C, las cargas de los modelos deben ser multiplicadas por un factor de reducción de 0.9. En las figura 3.4 y 3.5 se muestra la distribución de cargas puntuales para las dos variantes de este modelo de acuerdo con la longitud del claro del puente. La carga uniformemente distribuida también cambia su magnitud de acuerdo con el claro del puente, en la tabla 3.1 se muestran las magnitudes de las cargas puntuales y cargas uniformemente distribuidas que deberán aplicarse en este modelo como función del tipo de camino y claro del puente que se esté analizando.

El segundo modelo virtual es el IMT 20.5, utilizado solamente para puentes que se encuentren en caminos tipo D, que también tiene dos variantes correspondientes a claros mayores o iguales a 15 m y claros menores de 15 m. Las variantes de este modelo se muestran en las figuras 3.6 y 3.7 respectivamente, donde se muestran las diferentes distribuciones de las cargas puntuales. Al igual que en el modelo IMT 66.5, la carga uniformemente distribuida es diferente de acuerdo al claro que se tenga en el puente. En la tabla 3.2 se muestran los valores de las cargas puntuales y distribuidas que deberán aplicarse a este modelo.

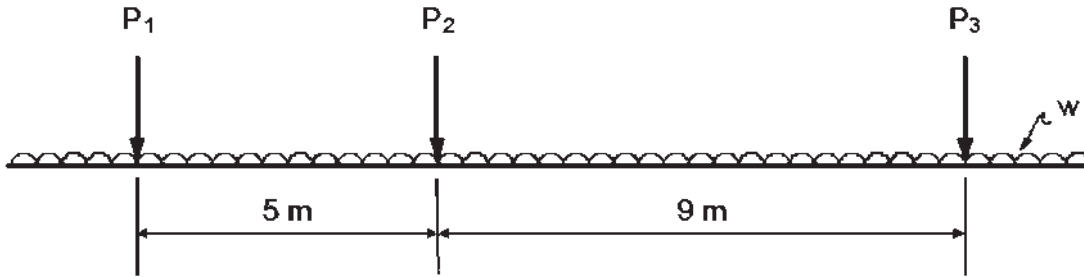


Figura 3.4 Modelo IMT 66.5 aplicado en puentes con claros mayores o iguales a 30 m

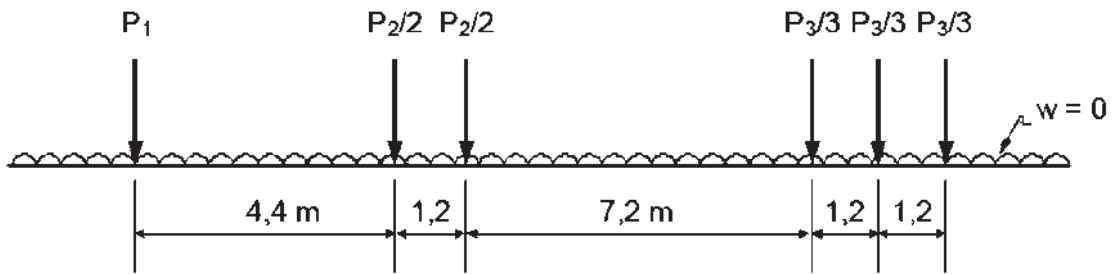


Figura 3.5 Modelo IMT 66.5 aplicado en puentes con claros menores de 30 m

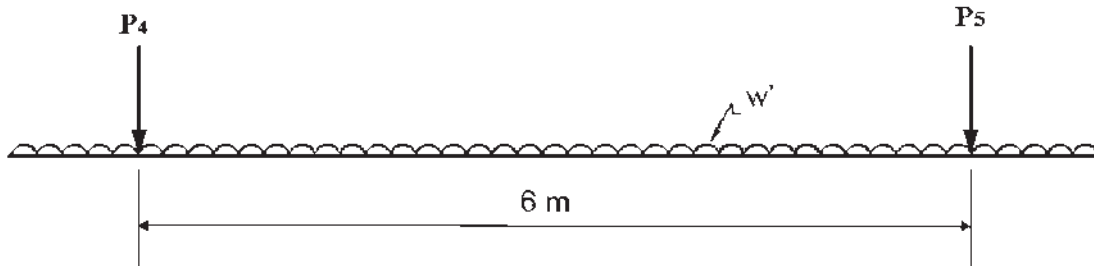


Figura 3.6 Modelo IMT 20.5 aplicado en puentes con claros iguales o mayores de 15 m

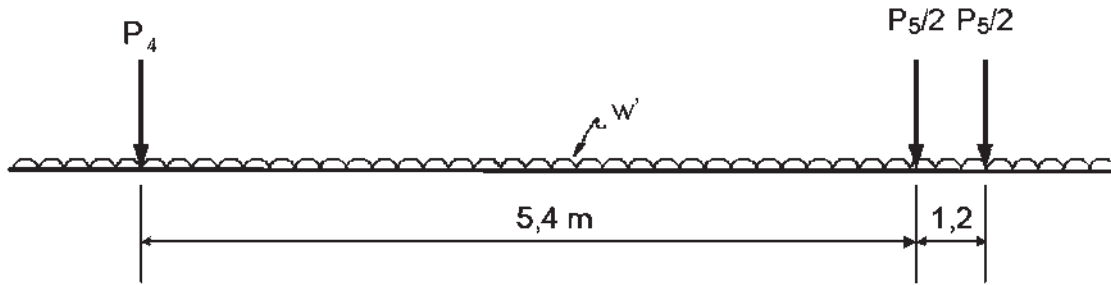


Figura 3.7 Modelo IMT 20.5 aplicado en puentes con claros menores de 15 m

Tabla 3.1 Magnitud de cargas para el modelo IMT 66.5

CARGAS PUNTUALES Y REPARTIDAS PARA MODELO IMT 66.5							
TIPO DE CAMINO	ET, A, B			C			
<i>CARGAS PUNTUALES</i>							
CLARO DEL PUENTE	$L \geq 30$	$L < 30$			$L \geq 30$	$L < 30$	
P1	5	-		<b>0.9P1</b>	4.5	-	
P2	24	-		<b>0.9P2</b>	21.6	-	
P3	37.5	-		<b>0.9P3</b>	33.75	-	
P2/2	-	12		<b>0.9P2/2</b>	-	10.8	
P3/3	-	12.5		<b>0.9P3/3</b>	-	11.25	
<i>CARGAS REPARTIDAS</i>							
CLARO DEL PUENTE	$L \geq 90$	$30 < L < 90$	$L \leq 30$		$L \geq 90$	$30 < L < 90$	$L \leq 30$
w	1	$\frac{10(L - 30)}{60}$	0	<b>0.9w</b>	0.9	$\frac{9(L - 30)}{60}$	0

Tabla 3.2 Magnitud de cargas para el modelo IMT 20.5

<b>CARGAS PUNTUALES Y REPARTIDAS PARA MODELO IMT 20.5</b>		
<b>TIPO DE CAMINO</b>	<b>D</b>	
<i>CARGAS PUNTUALES</i>		
<b>CLARO DEL PUENTE</b>	<b>L ≥ 15</b>	<b>L &lt; 15</b>
<b>P4</b>	2.5	2.5
<b>P5</b>	18	-
<b>P5/2</b>	-	9
<b>P5/2</b>	-	9
<i>CARGAS REPARTIDAS</i>		
<b>CLARO DEL PUENTE</b>	<b>L ≥ 15</b>	<b>L &lt; 15</b>
<b>w'</b>	0.9	$\frac{8.8}{15} L$

### **Modelos de cargas vivas para el análisis transversal o tridimensional**

En las normas de diseño de puentes de la SCT, se presentan los modelos de cargas IMT 66.5 e IMT 20.5 para el análisis tridimensional o transversal del puente, estos modelos deben ser usados con el tipo de camino correspondiente como se mencionó anteriormente. La distribución de cargas concentradas se muestra en las figuras 3.8 y 3.9. Estas cargas pueden ser distribuidas en el área marcada en las figuras o pueden aplicarse como cargas puntuales.

En lo que respecta a las cargas uniformemente distribuida  $w$  o  $w'$  de cada modelo, para el análisis transversal o tridimensional de la superestructura, se distribuirá en un ancho de tres metros.

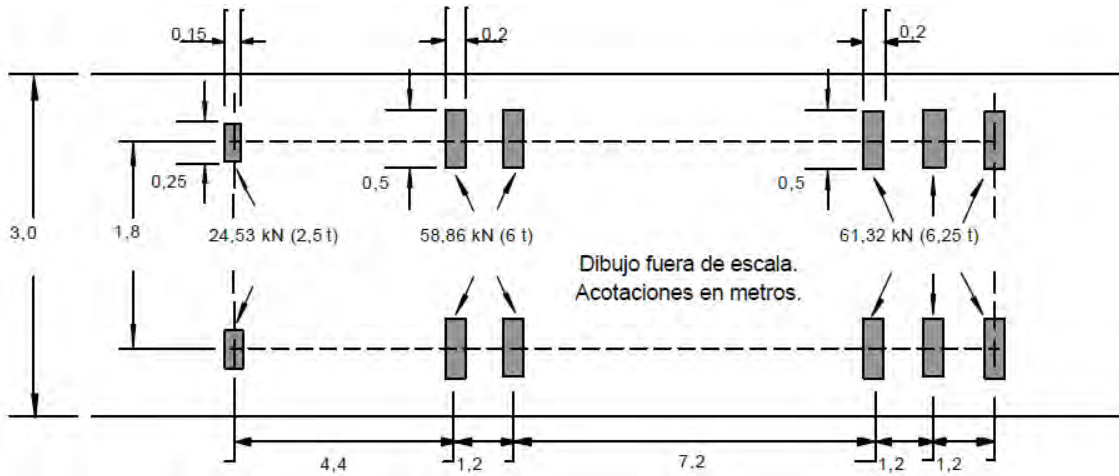


Figura 3.8 Modelo IMT 66.5 para el análisis transversal o tridimensional de puentes

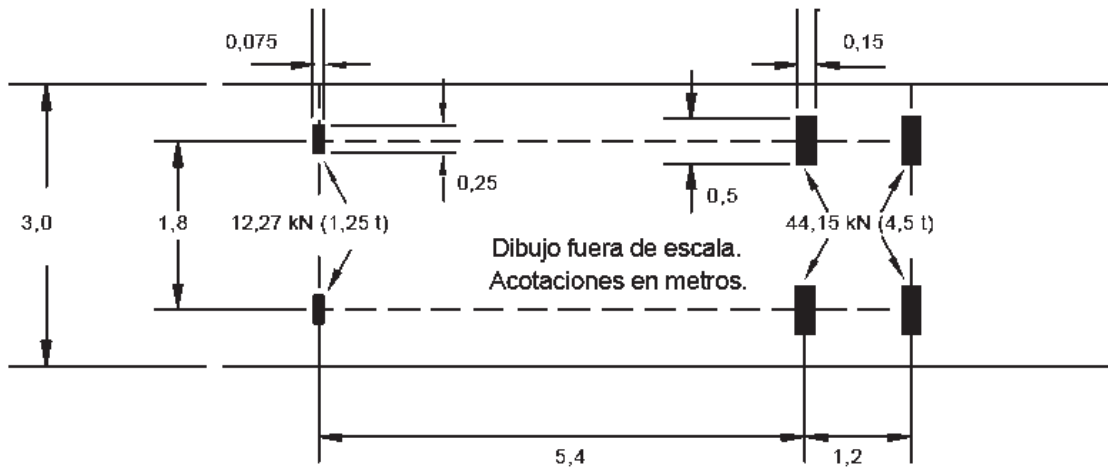


Figura 3.9 Modelo IMT 20.5 para el análisis transversal o tridimensional de puentes

### 3.3.3 COMPARACION DE CARGAS VIVAS UTILIZADAS EN MÉXICO

Para el diseño de puentes la SCT permite la utilización tanto de los camiones HS-20, T3-S3 y TR-S2-R4 como de los modelos virtuales IMT 66.5 e IMT 20.5. Aunque los modelos virtuales son mayormente recomendados, hasta la fecha las cargas de los camiones siguen siendo utilizadas con mayor frecuencia. En la figura 3.10 se comparan los diagramas de momentos máximos correspondientes al modelo virtual IMT 66.5 y a los tres modelos de camiones reales para puentes con claros de 8 a 30 metros de longitud. Se considera solamente el modelo virtual IMT 66.5 y no el IMT 20.5 debido a que el modelo IMT 20.5 es utilizado solamente en puentes de redes carreteras alimentadoras, los cuales no son de interés para este trabajo. Como se puede observar en la gráfica resulta más conservador aplicar el modelo virtual IMT 66.5 para todos los claros analizados. Comparando los momentos máximos producidos por los camiones reales que se aplican actualmente, resultan momentos más grandes con el camión T3-S3 para claros de 8 a 20 metros, mientras que para claros mayores de 20 metros domina el camión T3-S2-R4. Conforme el claro crece la diferencia entre los momentos generados por estos camiones, incluyendo el modelo virtual IMT 66.5 y los camiones HS-15 y HS-20, va incrementando considerablemente, es importante observar esta tendencia ya que la mayoría de los puentes existentes que requieren rehabilitación o refuerzo fueron diseñados con el camión HS-15 o el HS-20.

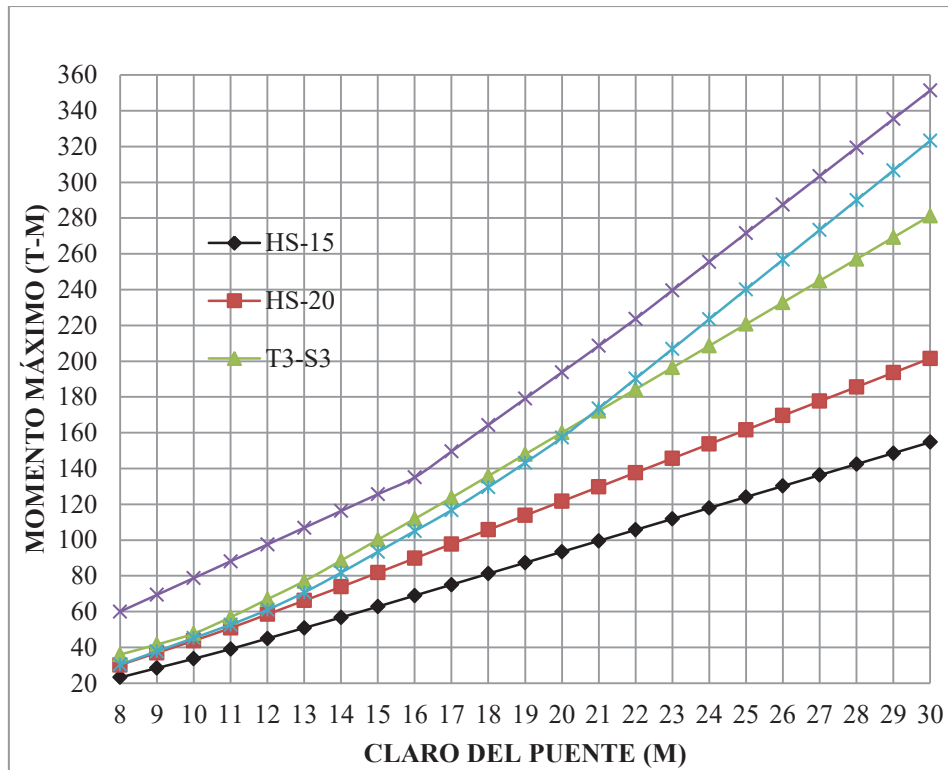


Figura 3.10 Momentos máximos por cargas vivas: modelo virtual y camiones reales

### 3.3.4 FACTORES DE REDUCCIÓN EN CARRILES MÚLTIPLES

Es muy difícil tener la presencia de dos o más camiones en la posición exacta para producir los mayores esfuerzos en los elementos estructurales de un puente. Entre mayor sea el número de camiones, la probabilidad de que coincidan con la posición más desfavorable para producir la sollicitación máxima, irá disminuyendo; por tal motivo se utiliza un factor de reducción que va disminuyendo conforme incrementa el número de camiones simultáneos considerados en el diseño del puente. En las tablas 3.3 y 3.4 se muestran los factores de reducción propuestas en cada reglamento, AASHTO y Normas de Proyectos Carreteros de la SCT respectivamente.

Tabla 3.3 Factores de reducción en carriles múltiples normas AASHTO

<b>NÚMERO DE CARRILES CARGADOS</b>	<b>FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA MÚLTIPLE</b>
1	1.2
2	1
3	0.85
> 3	0.65

Tabla 3.4 Factores de reducción en carriles múltiples normas de la SCT

<b>NÚMERO DE CARRILES CARGADOS</b>	<b>FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA MÚLTIPLE</b>
1	1
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5	0.6
≥ 6	0.55

### 3.4 IMPACTO

De acuerdo con las normas de la SCT (2001) el impacto se toma en cuenta a través de incrementar en un cierto porcentaje las cargas vivas vehiculares que circulan sobre la calzada. La finalidad de este factor es considerar los efectos de la vibración de la estructura, causados por su respuesta dinámica como un sistema que trabaja en conjunto, a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo del primer eje al pasar sobre irregularidades en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación, grietas y pequeños baches. La tabla 3.2 presenta los porcentajes en que deben ser incrementados los elementos mecánicos para considerar los efectos de impacto de acuerdo con lo estipulado en la norma SCT (2001).

Tabla 3.5 Porcentaje de incremento por impacto, (norma SCT 2001)

<b>Caso a considerar</b>	<b>Porcentaje del incremento debido al impacto</b>
Elementos que integren una junta de dilatación en la calzada	75
Cuando un elemento mecánico es producido por un solo eje desglosado del modelo IMT 66.5 o IMT 20.5	40
Si el elemento mecánico es producido por dos o tres ejes desglosados de los modelos IMT 66.5 o IMT 20.5	30
Si el elemento mecánico es producido por más de tres ejes desglosados del modelo IMT 66.5	25

A diferencia de las normas de la SCT, en las normas AASHTO los efectos producidos por el impacto se obtienen mediante un factor por el cual se multiplican los elementos mecánicos producidos por la carga viva, este factor de impacto se obtiene mediante una fórmula cuyo valor siempre es menor que 30, además este factor se considera igual para todos los elementos de la estructura. La fórmula para calcular el factor de impacto es:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30$$

### 3.5 CARGAS ACCIDENTALES

Las cargas accidentales son las fuerzas que se presentan en una estructura de manera excepcional y la mayoría de las veces provocan un comportamiento dinámico en la estructura. En este trabajo solo se hace referencia a las acciones de sismo, debido a que son las cargas accidentales que producirían los mayores daños en puentes de concreto reforzado. En México, los sismos de gran magnitud han ocurrido debido a las fallas de subducción que se encuentran en las costas del Pacífico entre los estados de Jalisco y Chiapas, por este motivo se debe tener mayor cuidado en las estructuras que se encuentran localizadas en esta zona.

Para el diseño sísmico de estructuras localizadas en la República Mexicana se utiliza el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. En su última versión (2008), el manual describe el peligro sísmico en toda la república, basado en un enfoque probabilista. Este manual contiene un programa con el nombre de PRODISIS (Programa para Diseño Sísmico), con el cual se puede obtener la aceleración máxima en cualquier lugar del país correspondiente a terreno rocoso; además, pueden generarse acelerogramas sintéticos y espectros de diseño.

Para la construcción de los espectros de diseño, de acuerdo con el manual de la CFE, se requiere de la aceleración máxima en terreno rocoso (parámetro asociado con el peligro sísmico del lugar), los factores que toman en cuenta las condiciones del terreno, la importancia de la estructura y las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia, las cuales consideran el estado límite de colapso. Las coordenadas espectrales están definidas para un amortiguamiento del 5%; sin embargo, estas pueden modificarse si se justifica otro valor o cuando se considere la interacción suelo-estructura.

Para el caso de puentes estándares (más comunes en el país) se clasifican como estructuras del tipo A o B de acuerdo a su importancia desde un punto de vista económico y social que se deriva de los efectos que ocasionaría la interrupción del tráfico vehicular en el puente. En el manual se proponen dos niveles de estados límite para el diseño sísmico de los puentes: nivel de servicio, en el que se pretende que los puentes sean funcionales y que sus componentes estructurales permanezcan dentro del régimen elástico después de ocurrido un evento moderado o pequeño, y el nivel de prevención del colapso correspondiente al caso de la ocurrencia de un sismo extraordinario, en el que se acepta cierto nivel de daño en el puente, pero sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura.

Para la elección del método de análisis sísmico, el manual describe ciertas recomendaciones que tienen que ver con las características del puente. Los métodos mencionados en el manual son los siguientes: estático lineal, estático no lineal, dinámico lineal y paso a paso. A continuación se describen los métodos recomendados por el Manual de Obras Civiles de la CFE:

### **3.5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL (AEL)**

Este método estima las demandas de desplazamiento y de fuerzas en la estructura en dos direcciones ortogonales, y es adecuado su uso cuando la respuesta fundamental sea debida al primer modo de vibrar.

Las demandas de desplazamiento se obtienen del espectro de diseño de desplazamientos, en función del periodo fundamental de la estructura. Para la revisión por resistencia, se considera en cada dirección de análisis el efecto de una fuerza horizontal estática equivalente aplicada en el centro de gravedad de la superestructura.

### **3.5.2 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL (ADL)**

Cuando los requisitos para el uso del análisis AEL no se cumplen, se recomienda usar el ADL el cual se emplea para estimar demandas de desplazamiento y de fuerza en cualquier puente estándar, este método se lleva a cabo mediante un análisis modal espectral. Deberá considerarse un número de modos de vibrar tal que garantice que la suma de la masa modal efectiva en la dirección del análisis sea al menos el 90% de la masa total de la estructura. El valor máximo probable del efecto combinado de las respuestas modales, se calcula con el método de la combinación cuadrática completa.

### **3.5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL)**

Por medio de este método se determina la capacidad de desplazamiento del puente, aplicando una carga lateral creciente hasta formar un mecanismo de falla. Estas fuerzas aplicadas representan los efectos laterales del sismo. La no linealidad de los materiales se considera modelando sus propiedades obtenidas de los ciclos histeréticos.

### **3.5.4 ANÁLISIS PASO A PASO**

Este método se utiliza para el estudio de puentes de especial importancia. Para realizar este análisis deben emplearse registros temporales del sitio, tomándose en cuenta el comportamiento inelástico de los distintos componentes estructurales del puente. Para este análisis, el conjunto de cargas temporales debido a los registros sísmicos deberán considerarse en conjunto con las acciones permanentes y todas las acciones que pudieran actuar simultáneamente.

El método permite determinar la respuesta inelástica del modelo para comparar las ductilidades locales requeridas y las disponibles. Cuando se utilice este método, deberá realizarse también el ADL.

## CAPITULO 4

### DAÑOS TÍPICOS EN SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

Conocer los daños que más comúnmente se presentan en los puentes es tan importante como conocer las causas que los ocasionan. Es normal que durante la vida útil de un puente se deterioren los diferentes elementos que lo conforman por causa de las diferentes sollicitaciones a que puede estar sometido durante su vida útil, tal como son las cargas debidas a su peso propio y al tránsito vehicular, sismos, huracanes, medio ambiente, humedades, asentamientos, basura y contaminantes entre otras. Los principales daños que podemos observar en la superestructura de un puente de concreto reforzado y que pueden afectar el buen funcionamiento de la estructura son: **Grietas, desconches, corrosión, falla en las juntas de dilatación y deterioro en apoyos o inexistencia de los mismos**. Los daños pueden presentarse en elementos principales o en elementos secundarios.

Los elementos principales son aquellos que en el caso de que se presentara su falla podrían ocasionar el colapso de la estructura, en el caso de los puentes de concreto estos elementos corresponden a trabes, losas o una combinación de los dos elementos. Los elementos secundarios son aquellos que pueden dañarse sin presentar un riesgo en la estabilidad de la estructura, los elementos más comunes son: parapetos, banquetas, guarniciones, junta de dilatación, sistema de drenaje y apoyos; sin embargo, el mal estado de estos elementos pueden afectar el buen funcionamiento de los elementos principales; tales son los casos de la junta de dilatación, el sistema de drenaje y los apoyos.

Los daños en juntas de dilatación, apoyos y sistemas de drenaje, normalmente no representan un riesgo mayor para el puente cuando se encuentra bajo cargas de servicio normales y cuando

el problema es atendido en tiempo y forma, sin embargo la desatención de daños en estos elementos podría afectar elementos principales tanto de la superestructura como de la subestructura poniendo en riesgo la estabilidad del puente.

## **4.2 CAUSAS DE DAÑOS EN EL CONCRETO**

Uno de los daños más comunes en estructuras de concreto es la aparición de grietas, estas puede representar la totalidad del daño o problemas de mayor magnitud. Una vez que aparecen las grietas en el concreto, permiten la entrada y difusión de la humedad y el oxígeno, produciendo corrosión y disgregación en el concreto.

El concreto es un material compuesto por agua, cemento, aire atrapado o inducido y agregados, generalmente grava y arena. De acuerdo con el comité ACI 224 (1993) el agrietamiento y otros daños en el concreto se pueden presentar cuando se encuentra este material en estado plástico o en estado endurecido. A continuación se describirán los daños y causas que se presentan en el concreto tanto en estado plástico como en estado endurecido.

### **4.2.1 CAUSAS DE DAÑOS EN EL CONCRETO EN ESTADO PLÁSTICO**

Cuando está recién hecho el concreto, la mezcla tiene la capacidad de ser moldeada y se encuentra en un estado plástico o semifluido, posteriormente fragua y endurece. Los daños que se pueden formar en el concreto durante el colado o durante el periodo de fraguado, pueden ocasionar problemas cuando este endurece, reduciendo la vida útil de este material y aumentando los costos de mantenimiento y reparación. Los dos problemas más comunes en estado plástico del concreto son: el agrietamiento por contracción plástica y el agrietamiento por asentamiento de los agregados.

## **Agrietamiento por contracción plástica**

Este tipo de grietas se forman cuando el concreto se encuentra en el proceso de fraguado al perder repentinamente su humedad. Para que el concreto no se agriete durante el fraguado, el agua que queda en la superficie debe ser sustituida por el agua que proviene del proceso de exudación del concreto. En este proceso el agua que está en el interior del elemento de concreto va subiendo a la superficie, reemplazando el agua evaporada. Los factores que aceleran la pérdida de humedad en el concreto son los siguientes:

- Temperatura del concreto
- Temperatura del aire
- Humedad relativa
- Velocidad del viento en la superficie de concreto

Los factores mencionados anteriormente producto de climas extremos y/o la baja hidratación del concreto, ocasionan la rápida evaporación de agua en la superficie del concreto. Los elementos de este material empiezan a tener contracciones diferenciales internamente provocando tensiones mayores en las zonas donde se pierde humedad provocando pequeñas fisuras superficiales, normalmente miden 2 cm de profundidad pero pueden crecer hasta 8 cm o alcanzar la profundidad total del elemento, tal es el caso de las losas de concreto.

La longitud de las grietas puede medir desde pocos milímetros hasta llegar aproximadamente a 1 metro. Generalmente estas grietas son paralelas entre si y su separación va desde los 2 centímetros hasta los 60 centímetros. En la figura 4.1 se muestra el patrón de grietas que se presenta por contracción plástica.

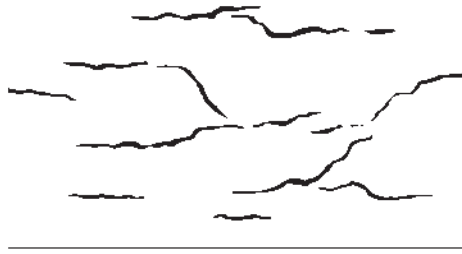


Figura 4.1 Grietas por contracción plástica (figura modificada de ACI 224.1R, 1993)

Cuando se presentan climas calurosos, vientos secos o vientos con velocidad alta, o una combinación de estos, el concreto es más vulnerable a la aparición de grietas por contracción. En estos casos se recomienda hidratar el concreto con un leve roció de agua, cubrirlo con láminas plásticas o colocar rompevientos que eviten o reduzcan el contacto del viento con la superficie, esto evitará en un gran porcentaje la pérdida de humedad y se evitará la aparición de este tipo de grietas.

### **Agrietamiento por asentamiento de agregados**

Durante la etapa de fraguado el concreto sigue consolidándose, en este periodo los agregados se asientan y en su trayecto los agregados pueden ser obstruidos por armaduras, concreto endurecido o encofrados. Estas obstrucciones pueden provocar vacíos o grietas adyacentes al elemento que impide el paso del agregado. Por ejemplo si el concreto está restringido por el acero de refuerzo, las grietas aumentan a medida que las barras son más grandes, ya que aumenta el asentamiento por tener un espaciamiento más grande entre barras y a su vez disminuye el recubrimiento. En la figura 4.2 se muestra la formación de grietas por asentamiento de agregados debido a la obstrucción del acero de refuerzo.

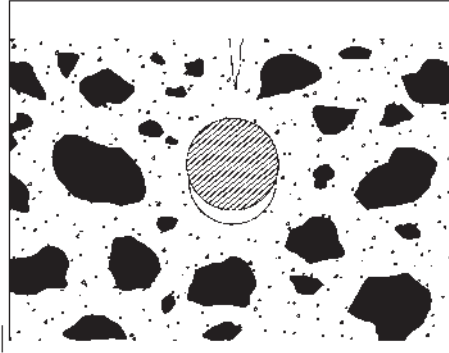


Figura 4.2 Agrietamiento por asentamiento de agregados (figura modificada de ACI 224.1R, 1993)

Para prevenir estas grietas el ACI 224.1R (1993) recomienda diseñar bien los encofrados de acuerdo con el ACI 347R, hacer un buen vibrado del concreto, utilizar concreto con el menor asentamiento posible y aumentar el espesor del recubrimiento.

#### **4.2.2 CAUSAS DE DAÑOS EN EL CONCRETO ENDURECIDO**

##### **Cambios meteorológicos**

Los cambios climáticos en el medio ambiente son un factor muy importante en la durabilidad del concreto. Los factores meteorológicos que pueden ocasionar grietas en el concreto son: congelamiento, descongelamiento, humedecimiento, secado, calentamiento y enfriamiento. En general estos cambios internos en el concreto producen la contracción y dilatación de la estructura generando esfuerzos de tensión los cuales pueden ser mayores de los que resiste el concreto, formándose grietas que ocasionan un deterioro más rápido del concreto al permitir la entrada de humedad.

El efecto de congelamiento es uno de los problemas más comunes en la formación de grietas en el concreto. El agua se mueve hacia sitios de congelamiento y el crecimiento de cristales ejerce presión hidráulica.

Normalmente el agua es retenida en los agregados, al congelarse se expande e intenta salir hacia la pasta. Esto puede dañar la pasta y los agregados del concreto. Este proceso se genera cuando el agua contenida en la pasta o en los agregados comienza a congelarse. El agua que se mueve hacia las zonas de congelamiento, normalmente termina congelándose.

Para prevenir estos daños, de acuerdo con lo estipulado en el ACI 224.1R (1993) se recomienda utilizar la menor relación agua-cemento, la menor cantidad de agua total, los agregados deben ser durables, se debe incorporar aire en el concreto y debe ser curado el concreto previo a la exposición a condiciones de congelamiento.

### **Agentes químicos**

Existen diferentes agentes químicos que pueden afectar la resistencia del concreto. Normalmente las sustancias agresivas al concreto no afectan en estado sólido o seco, pero al ser disueltas en agua con altos niveles de concentración pueden provocar severos daños en el concreto. De acuerdo con el comité ACI 224.1R (1993), las reacciones químicas se pueden presentar en el interior del concreto entre el sílice activa que contienen los agregados y los álcalis derivados de la hidratación del cemento, aditivos o fuentes externas.

Los álcalis son óxidos, hidróxidos y carbonatos de los metales alcalinos, algunos ejemplos son el amoníaco, hidróxido amoníaco, hidróxido y óxido cálcico, hidróxido de potasio, hidróxido y carbonato potásico, hidróxido de sodio, carbonato, hidróxido, peróxido y silicatos sódicos y fosfato trisódico.

Algunas de las sustancias químicas activas más frecuentes son:

- Ácidos minerales
- Sulfatos
- Cloruros
- Nitratos
- Fenoles
- Ácidos orgánicos

A continuación se mencionan algunas reacciones químicas y los efectos que pueden tener en el concreto.

### **Reacciones alcalinas**

Los ataques químicos alcalinos se presentan cuando existen disoluciones con altas concentraciones de hidróxido sódico (NaOH) e hidróxido potásico (KOH), al estar calientes alcanzan la pasta de cemento. En ciclos de humedad – sequedad la reacción provoca la cristalización de sales expansivas, provocando el deterioro del concreto.

Algunos otros ejemplos de reacciones alcalinas son la reacción álcali-sílice que provoca la formación de un gel expansivo que tiende a extraer agua de otras partes del concreto. Esto provoca expansiones locales las cuales generan esfuerzos de tensión muy altos generando el deterioro total de la estructura. El ACI 224.1R (1993) recomienda la utilización de agregados de mejor calidad para reducir o eliminar estos problemas, como es el uso de cementos con bajo contenido en álcalis y el uso de puzolanas.

Otro ejemplo de este tipo de reacciones se puede presentar con rocas carbonatadas y los álcalis. Esta reacción álcali – carbonato producen expansión y agrietamiento con un patrón en forma de red. Para reducir el problema se debe evitar el uso de agregados reactivos como las calizas dolomíticas y arcillosas que generalmente tienen una estructura granular muy fina, diluyéndolos con agregados no reactivos, utilizando un menor tamaño de agregado máximo y utilizando cemento bajo en contenido de álcalis (ACI 224.1R, 1993).

### **Reacciones con sulfatos**

El sulfato se puede encontrar en el terreno, en líquidos de tuberías o canales e inclusive en el agua utilizada para el curado, también puede formarse a partir del óxido.

Al penetrar la solución de sulfato en el concreto y tener contacto con la pasta de cemento hidratada se mezcla con el aluminato de calcio hidratado formando sulfoaluminato de calcio. El concreto se expande por la formación de cristales, los cuales provocan fisuración poco separadas y un deterioro generalizado del concreto. Para prevenir estos efectos el ACI 224.1R (2003) recomienda utilizar cementos tipo portland con bajo contenido de aluminato tricálcico.

### **Ácidos**

La mayoría de los ácidos dañinos al concreto son ácidos minerales; sin embargo, también algunos ácidos orgánicos pueden afectar. Estos ácidos se pueden encontrar en aguas naturales, lluvia ácida, agua en pantanos, tuberías, aguas industriales y en las alcantarillas.

Con los ácidos el concreto pierde alcalinidad y resistencia. Esta solución penetra en los poros o fisuras del concreto alcanzando el acero de refuerzo y provocando corrosión, la cual a su vez genera agrietamiento y deterioro del concreto. El concreto puede llegar a disgregarse sin importar su permeabilidad inicial. Para prevenir estas grietas debe evitarse el contacto con los ácidos, en caso de no ser posible debe aplicarse algún tipo de adhesivo.

## **Corrosión**

El proceso de corrosión se debe a la carbonatación del concreto y/o a la penetración de cloruro de sodio (NaCl) o cloruro de calcio (CaCl), mejor conocida como sal.

La carbonatación ocurre cuando el hidróxido cálcico del cemento reacciona con el dióxido de carbono del aire formando carbonato cálcico. La carbonatación reduce los niveles de PH del concreto con lo cual puede provocar la corrosión del concreto.

La sal es considerada el elemento más destructivo en puentes de concreto. Cuando la sal llega al acero de refuerzo, a través de los poros o grietas del concreto, y se mezcla con agua y oxígeno se genera corriente eléctrica en varias partes del acero de refuerzo provocando corrosión. La corrosión del acero produce óxidos que se expanden alrededor del acero de refuerzo, el volumen de estos residuos puede llegar a ser mucho mayor que el volumen del acero original. Estas expansiones producen esfuerzos de tensión en el concreto, generando grietas y desconches en el concreto.

Para retardar el proceso de corrosión del concreto, de acuerdo con el ACI 224.1R (1993), se recomienda utilizar concreto de baja permeabilidad, colocar el recubrimiento adecuado y aumentar su espesor. Si las condiciones son severas, es decir que favorezcan el desarrollo de

la corrosión, como es el caso de puentes cercanos a la costa donde se tienen un medio ambiente muy salino, alto grado de humedad y el clima extremo que acelera este proceso, se recomienda utilizar productos adicionales como acero recubierto, selladores especiales, sobre capas en el concreto, aditivos inhibidores de corrosión o protección catódica. Cualquier método que evite la humedad y oxígeno en el concreto, disminuirá la posibilidad de corrosión. En todos los casos de protección contra corrosión se debe permitir la evaporación de agua del concreto.

### Sobrecargas

Normalmente el concreto bajo cargas de servicio presenta grietas; sin embargo, cuando el ancho de las grietas es grande, se puede considerar que la estructura tiene algún tipo de problema estructural. En la figura 4.4 se muestra el patrón de grietas normales en una trabe de concreto reforzado debido a las cargas que transitan por el puente, estas grietas son efecto de la fuerza cortante y al momento flexionante, Alarcón (1994).

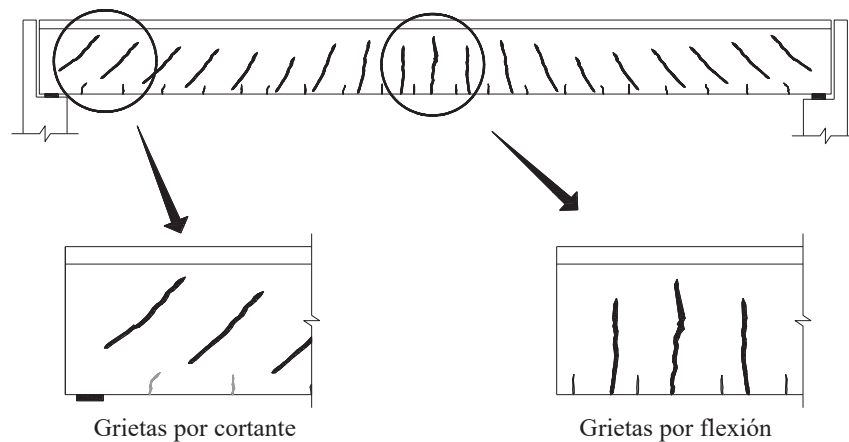


Figura 4.3 Grietas por flexión y cortante

En los reportes de inspección principal que se hacen para la conservación de puentes del Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX), califican a la estructura de acuerdo con el ancho que tiene la grieta y se estima el riesgo de la estructura de la siguiente manera:

- Grietas mayores de 0.3 mm: Se considera que existen esfuerzos pequeños en la estructura pero están dentro de los parámetros de agrietamiento por cargas de servicio por lo que se consideran normales.
- Grietas con ancho entre 0.3 mm y 0.6 mm: Puede haber esfuerzos grandes, pero se asume que no existe peligro. Sin embargo, se deben monitorear los ancho, longitud y separación entre grietas constantemente.
- Grietas mayores de 0.6 mm: Estas grietas indican que el puente tiene problemas de capacidad de carga.

#### **4.2.3 DAÑOS EN JUNTAS DE DILATACIÓN**

Las juntas de dilatación sirven para permitir el movimiento longitudinal, transversal y rotacional que puede tener el puente debido a su comportamiento bajo carga viva o expansión y contracción por temperatura. Se colocan en la superficie de rodamiento entre dos secciones de la superestructura evitando el golpeteo del tránsito vehicular y cerrando los espacios que quedan entre las losas, también tiene como objetivo canalizar el agua hacia lugares donde no afecte a la superestructura y a la subestructura.

Los principales daños que se pueden presentar en estos elementos es la acumulación de basura, el recarpeteo, el aplastamiento por un movimiento excedido debido a alguna sollicitación accidental en el puente como los sismos o apoyos en mal estado que permiten que se desplace más de lo esperado y el deterioro debido al tránsito. Normalmente estos daños en la junta permiten el escurrimiento de agua hacia elementos de la estructura provocando

humedades y estas a su vez otros problemas como corrosión y deterioro del concreto. El daño en la junta también puede ocasionar que el golpeteo de las cargas vivas aumente su efecto dinámico en sentido vertical sobre la superestructura y provoque falla por fatiga en alguno de los elementos del puente.

Para evitar estos problemas las juntas de dilatación deben tener un constante mantenimiento con en el cual debe ser limpiada y revisada de que no haya sido aplastada por algún movimiento excesivo en la superestructura. En la figura 4.4 se muestra una junta de dilatación en buen estado, mientras que en la figura 4.5 se muestra una junta de dilatación tapada con el recarpeteo de asfalto. La figura 4.6 ilustra una junta de dilatación aplastada y deteriorada, la cual tiene que ser remplazada.

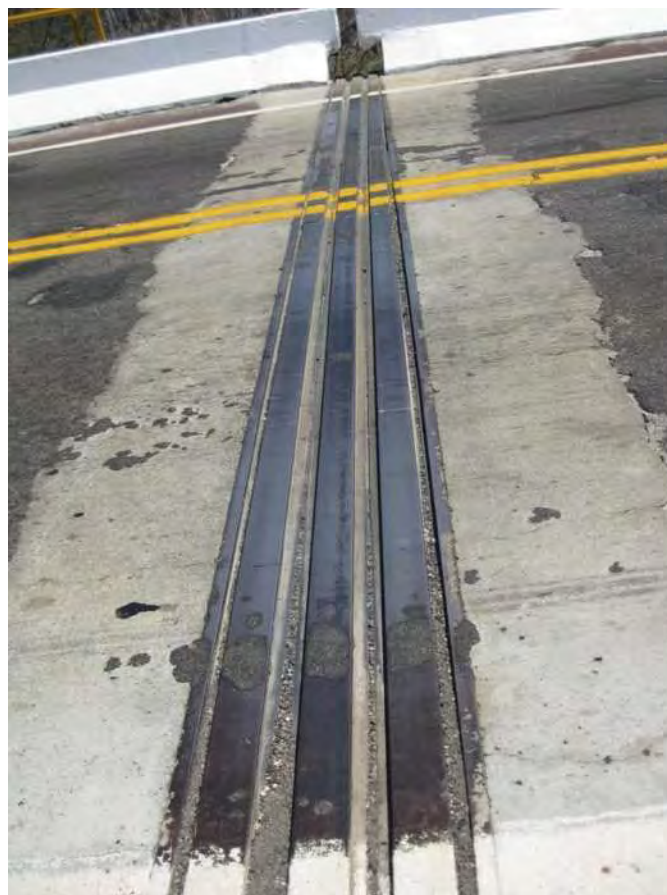


Figura 4.4 Junta de dilatación en buen estado



Figura 4.5 Junta de dilatación tapada por el recarpeteo de asfalto

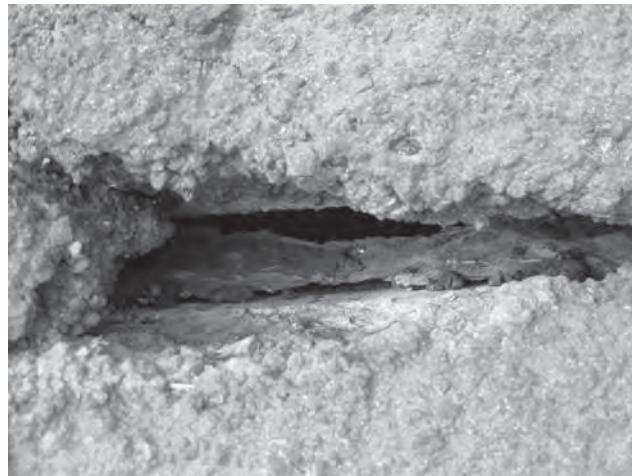


Figura 4.6 Junta de dilatación en mal estado

#### 4.2.4 DAÑOS EN APOYOS

Los apoyos sirven para transmitir y distribuir las cargas de la superestructura y de las cargas vivas a la subestructura permitiendo el desplazamiento longitudinal, transversal y rotacional de la superestructura respecto a la subestructura. Los apoyos deben ser diseñados para resistir fuerzas estáticas y fuerzas dinámicas. Existe una gran variedad de apoyos como los metálicos, de cartón asfaltado, de plomo, de neopreno o combinaciones de estos.

Actualmente la mayoría de los puentes en México utilizan apoyos de neopreno reforzados con placas de acero, estos son colocados en los puentes nuevos y están remplazando a los que se usaban anteriormente, generalmente se implementaban apoyos de cartón asfaltado. Los apoyos de este material que aún se encuentran en puentes existentes se encuentran en mal estado o se han degradado totalmente.

Los daños más comunes en los apoyos son deformaciones excesivas, aplastamiento, oxidación o la inexistencia de estos. Las causas de las deformaciones excesivas y el aplastamiento se deben a las dimensiones escasas provenientes de un mal diseño, aumento en las cargas vivas que circulan sobre el puente o a movimientos en la superestructura debidos a algún evento extraordinario como puede ser la ocurrencia de un sismo. La oxidación se presenta en los apoyos de acero y puede provocar corrosión con deterioro parcial o total del apoyo.

La humedad y la acumulación de agua en las zonas de los apoyos es una de las causas más comunes de los problemas que se pueden generar en estos elementos. Esta situación se presenta cuando la junta de dilatación se encuentra en mal estado y permite el escurrimiento de la superficie de rodamiento hacia los apoyos. En la figura 4.7 se puede observar un apoyo de neopreno con humedad y óxido. Otro problema común es la falta de resistencia del apoyo,

como se muestra en la figura 4.8 donde el apoyo presenta grietas horizontales y torsión debido a su baja resistencia a compresión y a torsión.



Figura 4.7 Apoyo con presencia de humedad y óxido



Figura 4.8 Apoyo con capacidad de carga deficiente

#### **4.2.5 DAÑOS EN DRENES**

El desalojo eficiente de agua de la superficie de rodamiento es necesario para disminuir deterioro del puente causado por humedades, así como proporcionar mayor seguridad al usuario durante la ocurrencia de lluvias. Los drenes sirven para canalizar el agua de la

superficie de rodamiento hacia afuera del puente sin que caiga en otros elementos de la estructura. Los problemas que se pueden presentar en el sistema de drenaje son: mal bombeo en la superficie de rodamiento hacia los drenes, ductos en mal estado, taponeados por la acumulación de basura o con asfalto debido al recarpeteo.

Los problemas en el drenaje pueden tener su origen desde el proyecto o en el proceso constructivo, y tienen que ver con la disposición de los drenes, algunos ejemplos de estos problemas son: separación inadecuada, diámetros de ductos insuficientes, su ubicación en lugares inapropiados y mala colocación.

Los problemas mencionados con anterioridad pueden provocar encharcamientos, escurrimientos y humedades en elementos de concreto del puente ocasionando el deterioro del concreto por la aparición de grietas, desconches y corrosión del acero de refuerzo.

Para evitar el mal funcionamiento es necesario verificar que la ubicación de los ductos sea en lugares adecuados y que no se detecten humedades en las zonas de escurrimiento, en caso contrario deberán reubicarse, agregar más ductos en caso de ser insuficiente o remplazarlos si están en mal estado. La limpieza debe de realizarse constantemente para evitar el taponamiento de los ductos.

## CAPITULO 5

### CARACTERÍSTICAS DE LOS SISTEMAS DE REFUERZO

#### 5.1 SOBRELASAS

Este tipo de refuerzo se utiliza principalmente para reparar losas que tienen daños como grietas, desconches, o desgaste en su superficie. Sin embargo este incremento en el peralte puede aumentar la resistencia a flexión de la superestructura; es importante saber si estos incrementos pueden cubrir las demandas de las cargas vivas que se presentan en la actualidad ya que son mayores a las consideradas originalmente en el diseño de muchos puentes existentes.

El efecto por un incremento del espesor de la losa es tener un brazo de palanca mayor para equilibrar las fuerzas internas ocasionando incrementos en la resistencia a flexión. El incremento del espesor de sobrelosa no solamente incrementa la resistencia a flexión, sino que también crece el momento último debido al peso del concreto agregado, por lo que es necesario comparar el momento último ocasionado y el momento resistente que proporciona la sobrelosa para diferentes espesores. En todos los casos de estudio se evalúan los momentos últimos y momentos resistentes considerando espesores de sobrelosas de 5, 10 y 15 cm, valores utilizados generalmente en la práctica profesional (Reportes SIPUMEX).

La evaluación de la eficiencia de esta técnica como refuerzo estructural se obtuvo modelando cuatro casos diferentes de superestructuras típicas del país, estas son:

- Puentes con losa plana maciza
- Puentes con losa plana aligerada

- Puentes con losa apoyada en vigas tipo AASHTO
- Puentes con losa apoyada en traveses de concreto reforzado.

El momento resistente se evalúa de acuerdo a lo estipulado en las normas AASHTO, ecuación 5.1. Esta expresión permite obtener la resistencia a flexión tanto para secciones transversales rectangulares como para secciones "T", usando las ecuaciones 5.1a y 5.1b respectivamente para el cálculo de la distancia del eje neutro a la fibra en compresión.

$$Mr = \phi \left[ A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) - 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (5.1)$$

$$c = \frac{A_s f_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w} \quad (5.1a)$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} \quad (5.1b)$$

donde:

$A_s$  = Área del refuerzo a tensión

$f_y$  = Resistencia de fluencia del acero de refuerzo

$d_s$  = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tensión

$a = c \beta_1$  = Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

$\beta_1$  = Factor del bloque de esfuerzos

$c$  = Distancia entre el eje neutro y la fibra extrema en compresión

### 5.1.1 DESCRIPCIÓN DE PARÁMETROS

#### a) Puentes con losa plana maciza

Las características geométricas y cuantía de acero consideradas en este caso corresponden a los valores de diseño presentados en el libro de proyectos tipo de elementos de concreto reforzado parte I de la SAHOP (1980) ahora SCT. Para este primer caso se analizaron ocho puentes en los cuales varia su longitud de 8 a 14 m, el ancho total de 8 y 10 m, el peralte de 50 a 80 cm. Con estas características se obtienen momentos resistentes ( $M_r$ ) y Momentos últimos ( $M_u$ ). En la figura 5.1, se muestra la sección transversal utilizada y sus variantes en cuanto a la geometría. La tabla 5.1 muestra las características geométricas para cada puente y las cargas vivas consideradas en el diseño estructural original de este tipo de puentes.

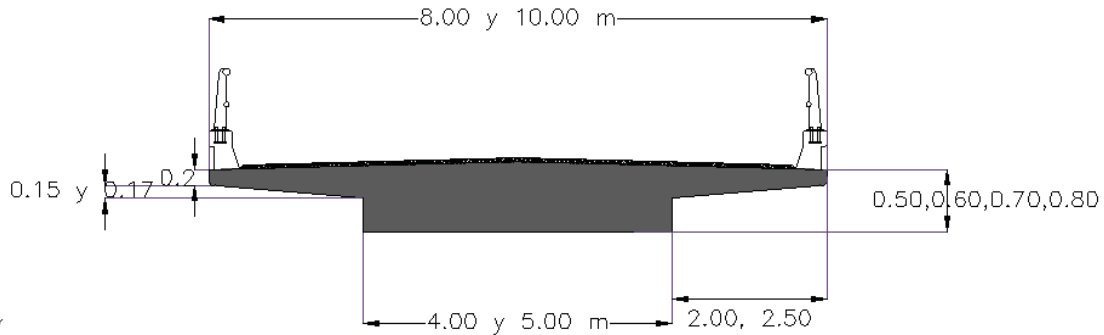


Figura 5.1 Sección transversal tipo de puente con losa plana maciza

Tabla 5.1 Parámetros considerados en puentes con losa plana maciza

Parámetro	Caso							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Longitud de claro	8	10	12	14	8	10	12	14
Ancho total del puente	8	8	8	8	10	10	10	10
Peralte	50	60	70	80	50	60	70	80
Carga viva de diseño	HS-15	HS-15	HS-15	HS-15	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20
Carga viva máx. actual	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20

## b) Puentes con losa plana aligerada

Al igual que en el inciso anterior, las características geométricas y cuantías de acero de los puentes corresponden a los proyectos tipo de elementos de concreto reforzado parte I de la SAHOP (1980) ahora SCT. Para este caso también se analizan ocho puentes, en los cuales varía su longitud de 14 a 18 m, el ancho total de 8 y 10 m y el peralte del puente de 90 a 110 cm. En la figura 5.2 se muestra la sección transversal tipo para este caso y en la tabla 5.2 los parámetros considerados para cada puente.

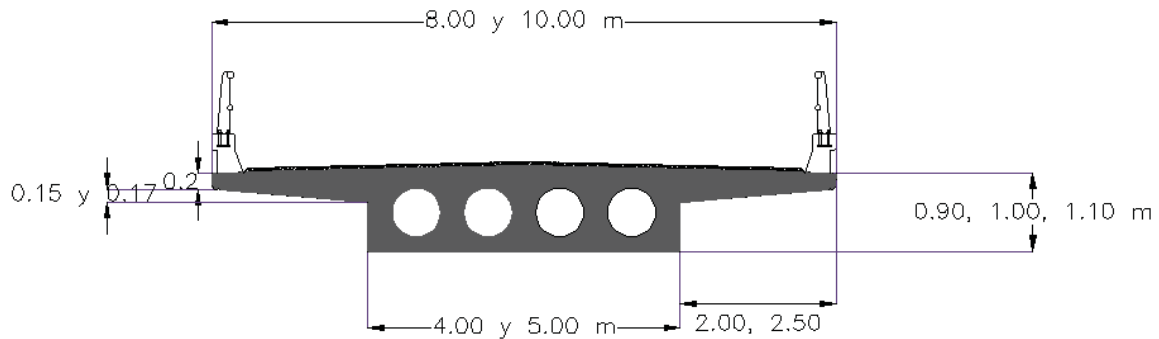


Figura 5.2 Sección transversal tipo de puente con losa aligerada

Tabla 5.2 Parámetros considerados en puentes con losa plana aligerada

Parámetro	Caso							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Longitud de claro	14	15	16	18	14	15	16	18
Ancho total del puente	8	8	8	8	10	10	10	10
Peralte	90	100	100	110	90	100	100	110
Carga viva de diseño	HS-15	HS-15	HS-15	HS-15	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20
Carga viva máx. actual	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20	HS-20

### c) Puentes con losa apoyada sobre vigas tipo AASHTO

En este caso solamente se analizó la losa que apoya sobre las vigas tipo AASHTO en el sentido transversal del puente. Se eligió la geometría con base en las dimensiones más comúnmente usadas en la práctica profesional, dimensiones que se muestran en la figura 5.3 y en las tablas 5.3 a) y 5.3 b). Para este tipo de puentes se evaluó la losa que se encuentra en cantiliver, en los extremos del puente, y la losa cuando es apoyada entre dos traveses.

En total se evaluaron cincuenta y seis losas, de las cuales veinticuatro corresponden a losas apoyadas en cantiliver y treinta y dos a losas apoyadas entre traveses. Se consideró la longitud del puente de 20 y 30 m para espesores de losa de 18 y 20 cm. Para el caso de las losas apoyadas en cantiliver, se consideraron longitudes que varían entre 0.75 m y 1.2 m; mientras que para las losas simplemente apoyadas la longitud de claro entre traveses varían de 1.3 m a 2m. El momento resistente inicial se calculó para resistir el  $M_u$  provocado por un camión HS-15, y los  $M_r$  incrementados por la sobrelosa se compararon con el  $M_u$  ocasionado por el camión HS-15.

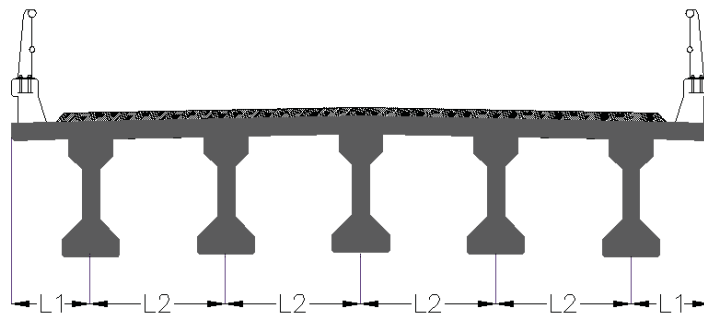


Figura 5.3 Sección transversal tipo de una losa apoyada sobre traveses tipo AASHTO

Tabla 5.3 Parámetros considerados para losa apoyada sobre traveses tipo AASHTO: a) En cantiliver, b) Simplemente apoyada

a)

a)Parámetro	Caso	
	1-12	13-24
Claro del puente (m)	20	30
Espesor de losa (cm)	18 y 20	
L1 (m)	0.75, 0.80, 0.90, 1.0, 1.1 y 1.2	
Carga viva de diseño	HS-15	
Carga viva máx. actual	HS-20	

b)

Parámetro	Caso	
	1-16	17-32
Claro del puente (m)	20	30
Espesor de losa (cm)	18 y 20	
L2 (m)	1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9, 2	
Carga viva de diseño	HS-15	
Carga viva máx. actual	HS-20	

#### d) Puentes con losa apoyada en traveses de concreto reforzado

La evaluación de estos modelos de puentes se realizó considerando la sección compuesta de la trabe y la losa. La combinación de los parámetros considerados en este caso, tabla 5.4, nos permitió analizar 27 puentes que son típicos en el país, en la figura 5.4 se ilustra la sección transversal tipo para estos modelos. El cálculo del área de acero inicial y adicional requerida para el refuerzo por flexión de estos modelos se realizó con base en lo estipulado en las normas AASHTO. El camión de diseño se colocó a dos pies de la guarnición ya que en esta posición se obtienen los elementos mecánicos más críticos, debido a esta posición el momento último de diseño corresponde a la trabe extrema. Para todos los casos en estudio se consideró la longitud de volado de 90 cm, distancia medida a partir del eje de la trabe extrema. El

porcentaje de acero de refuerzo considerado para el diseño inicial varía entre un 0.7% y un 1%.

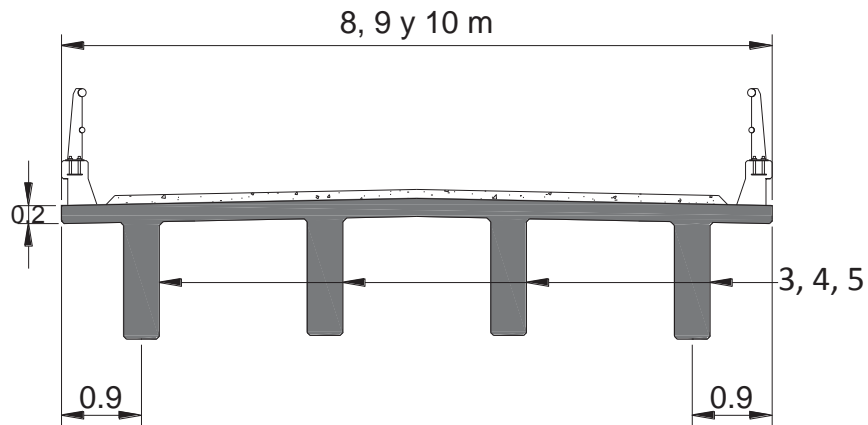


Figura 5.4 Sección transversal tipo. Losa apoyada sobre traveses de concreto reforzado

Tabla 5.4 Parámetros considerados en puentes con losa apoyada sobre traveses de concreto reforzado

Parámetro	Caso		
	1-9	10-18	19-27
Longitud de claro	8	15	20
Ancho total del puente	8, 9 y 10		
Espesor de la losa (cm)	20		
Número de traveses	3, 4 y 5		
Carga viva de diseño	HS-15		
Carga viva máx. actual	T3-S3		

## 5.1.2 RESULTADOS

### a) Puentes con losa plana maciza

Los momentos resistentes ( $M_r$ ) iniciales (sin sobrelosa) calculados para estos puentes se obtuvieron tomando en cuenta la geometría y el área de acero mostradas en el libro de proyectos tipo de elementos de concreto reforzado parte I de la SAHOP (1980) ahora SCT, de acuerdo con estos planos el camión de diseño utilizado es el HS-15 para puentes con ancho de 8 m y HS-20 para puentes con ancho de 10 m. En el cálculo del  $M_r$  con sobrelosa se consideró el incremento en el peralte. La figura 5.5 muestra la relación  $M_r/M_u$  contra el espesor de sobrelosa para anchos de calzada de 8 y 10 m, primera y segunda columna, respectivamente. Los resultados corresponden a puentes con claros ( $L$ ) de 8, 10, 12 y 14 m. La relación  $M_r/M_u$  representa la relación de momento resistente original o con sobrelosa y el momento último es el ocasionado por un camión HS-20 que es el que rige para este tipo de puentes; en las figura se empezó a graficar  $M_r/M_u$  sin sobrelosa y posteriormente se graficó para los diferentes incrementos de sobrelosa.

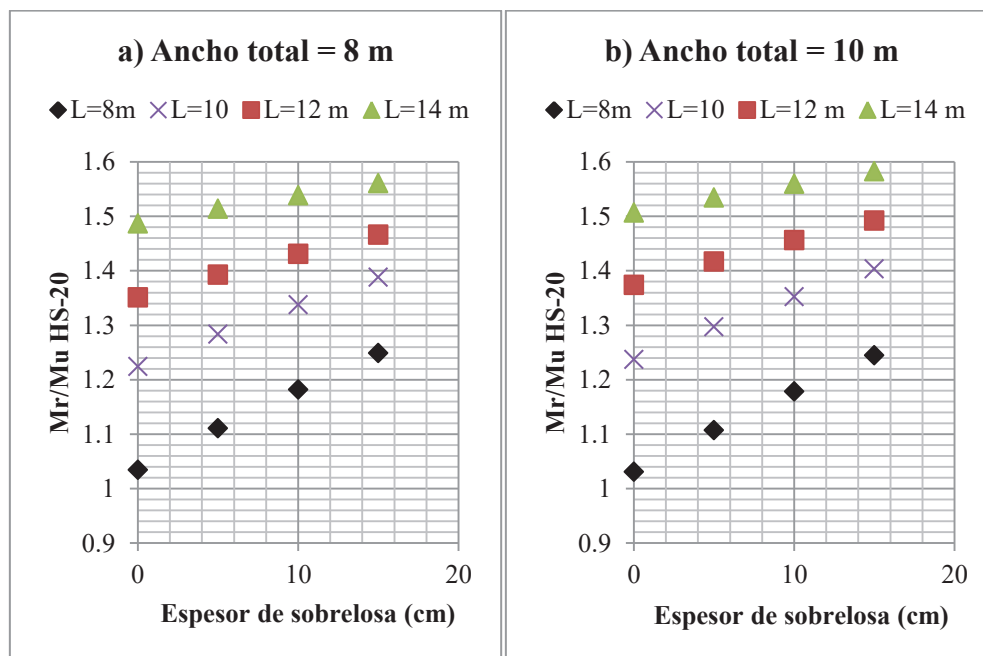


Figura 5.5 Incremento en la resistencia por rehabilitación mediante sobrelosas

De acuerdo con los resultados se puede observar que inicialmente con los datos de los proyectos de puentes tipo se tiene una sobrerresistencia a flexión si se compara con el camión HS-20. El incremento del espesor de la sobrelosa es favorable para todos los casos analizados, ya que la relación  $M_r/M_u$  crece proporcionalmente al espesor de la sobrelosa. Para el claro más pequeño se tiene una pendiente mayor y conforme el claro aumenta, la pendiente disminuye; esto nos indica que para claros pequeños el sistema de refuerzo mediante sobrelosa es más eficiente que para puentes con claros grandes.

#### **b) Puentes con losa plana aligerada**

Al igual que en el caso de losas macizas, en la figura 5.6 se muestra la relación de momentos  $M_r/M_u$  alcanzado al utilizar una sobrelosa como técnica de refuerzo aplicada a puentes con losas aligeradas para los parámetros establecidos en los planos de proyecto tipo de la SCT, de inicio también se tiene una sobrerresistencia del diseño original respecto al camión HS-20 a excepción de puentes con claros de 8m. La primer y segunda columnas corresponden respectivamente a puentes tipo con ancho total de 8 y 10 m para claros (L) de 14, 15, 16 y 18m.

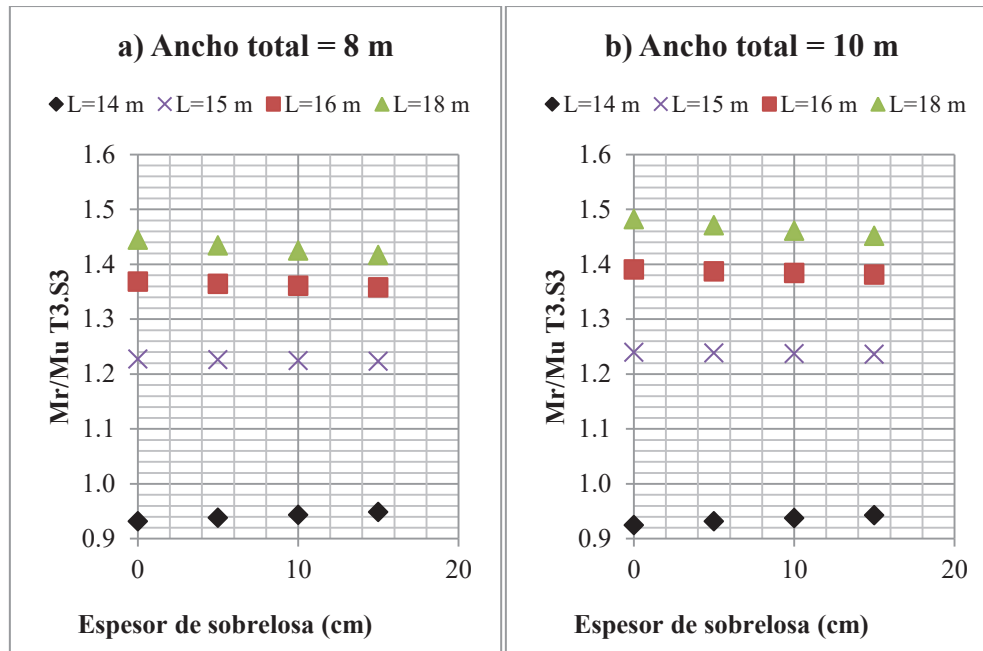


Figura 5.6 Relación de Mr/Mu en puentes con losas aligeradas y refuerzo con sobrelosa

Para este tipo de puentes la sobrelosa resulta eficiente solamente en puentes con claros de 8 m, ya que la relación Mr/Mu crece conforme la sobrelosa se incrementa, para los demás claros analizados no existe incremento en la resistencia a flexión del sistema de refuerzo (Mr/Mu), incluso disminuye, por lo tanto resulta perjudicial este tipo de refuerzo para puentes con claros de 15 m en adelante. Esto es debido al incremento que se tiene en la carga muerta.

### c) Puentes con losa apoyada sobre vigas tipo AASHTO

En estos puentes la losa se analiza transversalmente, por tal motivo se evalúa la losa que queda en volado y la losa que se encuentra simplemente apoyada sobre dos traveses. En la tabla 5.3 mostrada anteriormente se puede observar que se están considerando dos longitudes de claros, este parámetro influye solamente en el factor de impacto para la obtención del Mr.

El  $M_r$  inicial calculado para estos puentes corresponde al requerido para resistir las demandas a flexión por el camión HS-15, partiendo de este momento inicial se calculan los  $M_r$  para los diferentes espesores de sobrelosa. El  $M_u$  es el correspondiente al ocasionado por el camión HS-15 más el peso propio que incluye la sobrelosas si es el caso. Para el caso de la losa en volado se tomó en cuenta la contribución del acero mínimo por temperatura en el cálculo del  $M_r$ .

Las figuras 5.7 y 5.8 muestran en el eje de las ordenadas la relación  $M_r/M_u$  correspondiente a la losa que se encuentra en cantiliver para diferentes longitudes del volado ( $L_1$ ), estas longitudes van de 75 a 120 cm, y espesor de sobrelosa ( $t$ ) en el intervalo de 5 a 15 cm, como se indica en los parámetros correspondientes a este modelo. La variación de la relación  $M_r/M_u$  de la losa entre las vigas interiores se presenta en las figuras 5.9 y 5.10 para la misma variación del espesor de la sobrelosa pero para diferentes claros entre vigas interiores ( $L_2$ ), 130 a 200 cm. Los resultados corresponden a losas con peralte inicial de 18 y 20 cm, primera y segunda columnas respectivamente.

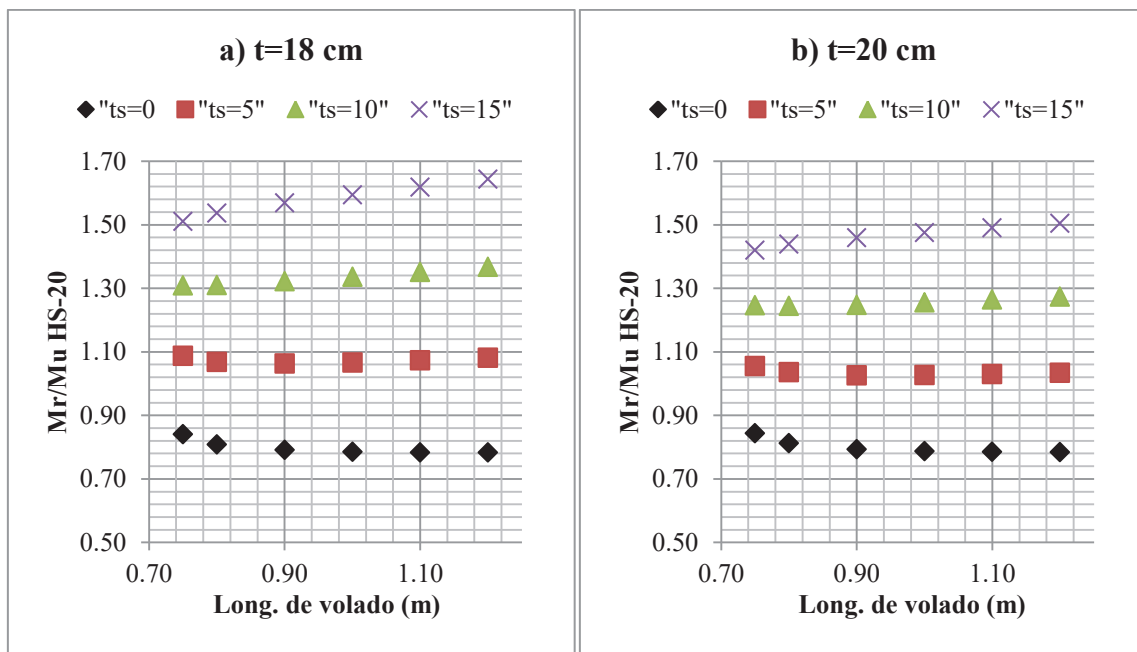


Figura 5.7 Relación  $M_r/M_u$  losa en volado y claro de 20 m

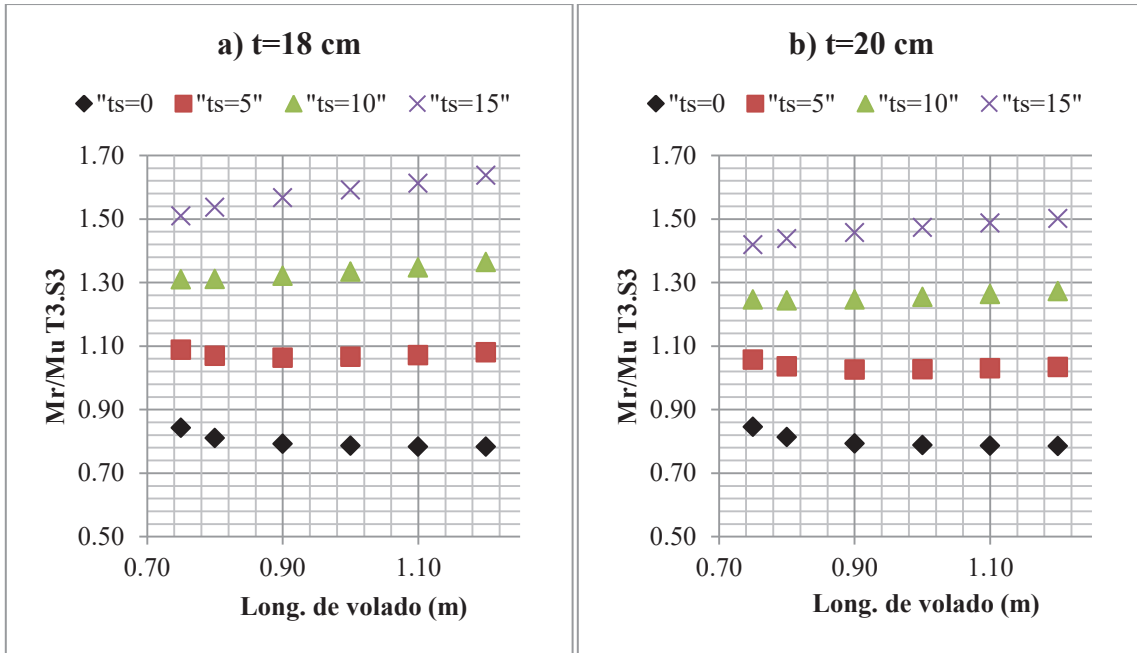


Figura 5.8 Relación Mr/Mu losa en volado y claro de 30 m

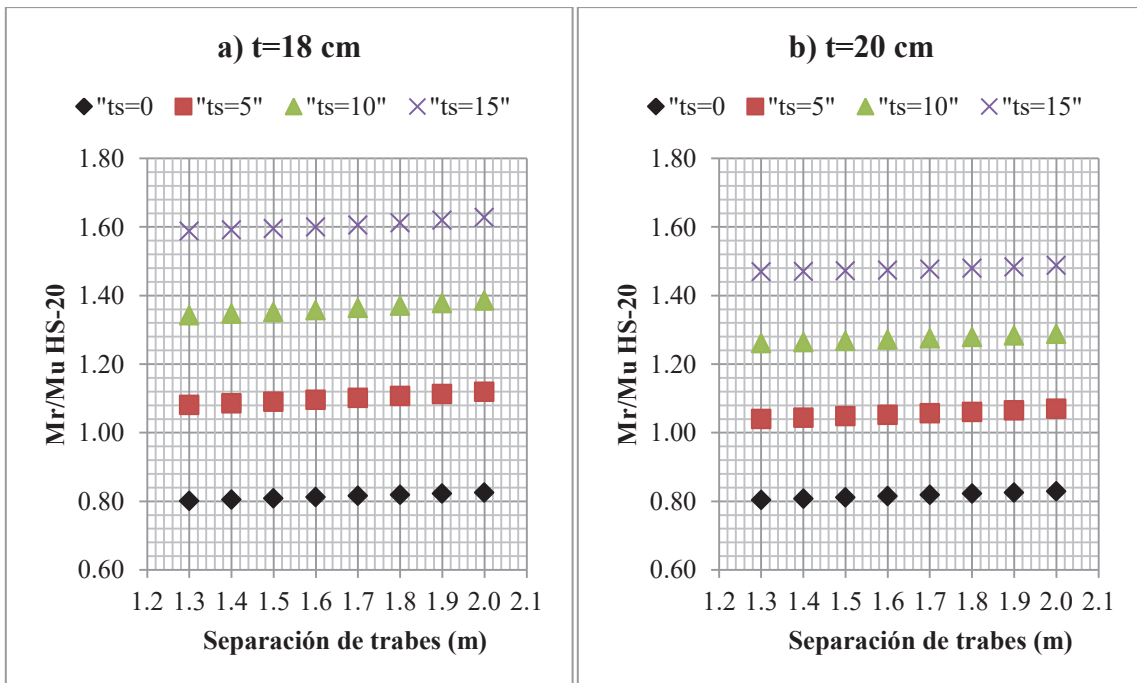


Figura 5.9 Relación Mr/Mu losa entre trabes y claro de 20 m

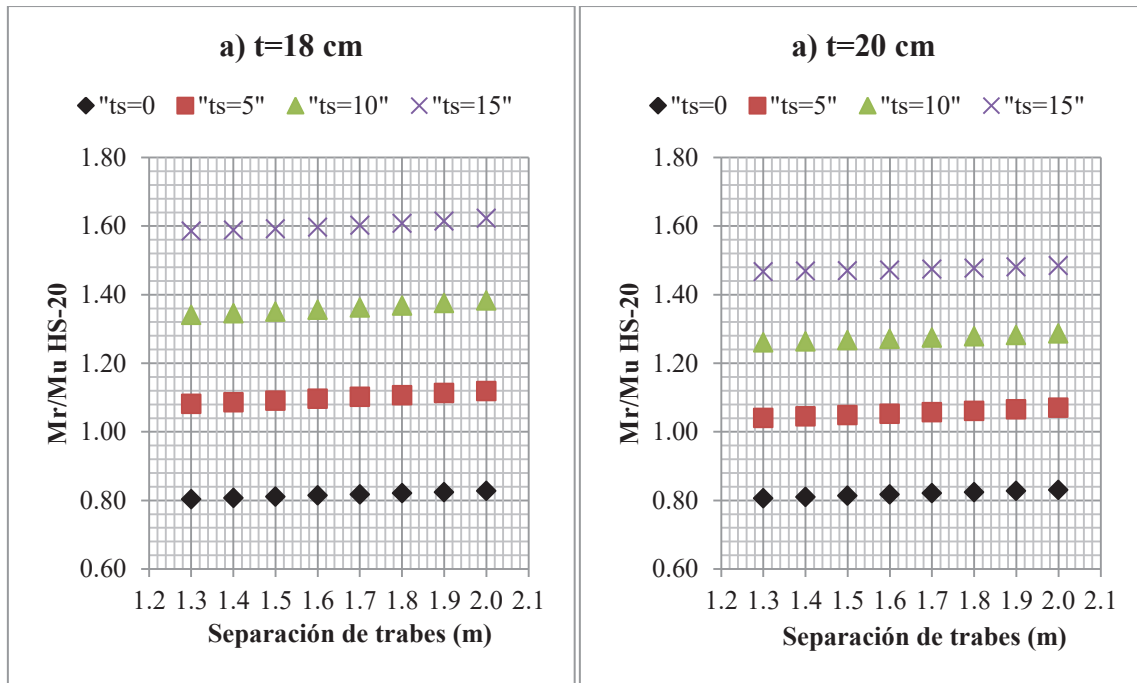


Figura 5.10 Relación Mr/Mu para losa entre traves y claro de 30 m

En todos los casos se observa que el incremento de la sobrelosa aumenta la resistencia a flexión aproximadamente en un 20% por cada 5cm de incremento, con el primer incremento de sobrelosa la resistencia es satisfactoria para resistir el momento ocasionado por el camión HS-20; por lo tanto este sistema de refuerzo se puede considerar satisfactorio utilizando una sobrelosa de tan solo 5 cm de espesor para cubrir las demandas de las cargas vivas actuales que en este caso es la del camión HS-20. Es importante señalar que para este caso se está evaluando solamente la losa en sentido transversal del puente y no la resistencia de la sección compuesta de las traves con la sobrelosa, el último caso será evaluada cuando se analice el presfuerzo en vigas.

#### d) Puentes con traveses de concreto reforzado

Los resultados obtenidos para estos modelos de puentes con ancho total de 8, 9 y 10 m se muestran en las siguientes figuras 5.11, 5.12 y 5.13, donde se graficó en el eje horizontal el espesor de la sobrelosa y en el vertical la relación  $M_r/M_u$  (eje vertical) para los claros de 8, 15 y 20 m. Las gráficas de la primera, segunda y tercer columna corresponden a puentes apoyados en tres, cuatro y cinco traveses. Al igual que en el inciso anterior, el  $M_r$  corresponde inicialmente al requerido por el camión HS-15 y posteriormente va aumentando de acuerdo al espesor de sobrelosa adicionado, el  $M_u$  máximo es ocasionado por el camión T3-S3 más el peso propio incluyendo el peso de la sobrelosa en los casos que se tiene.

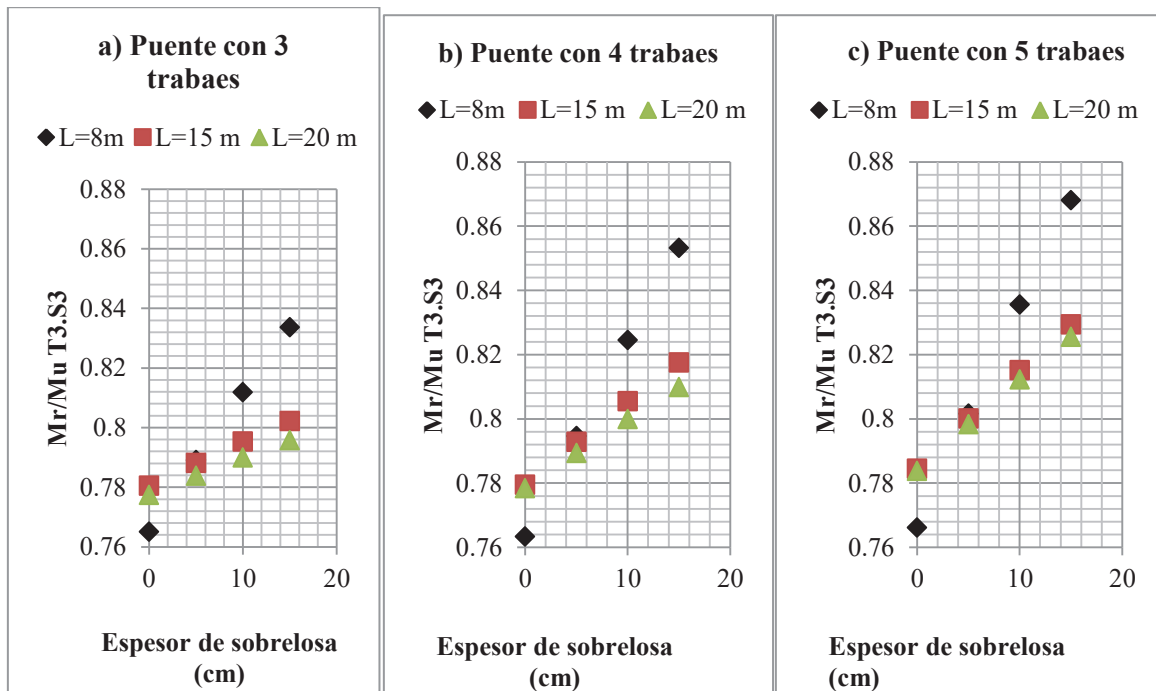


Figura 5.11 Puentes con ancho total de 8m

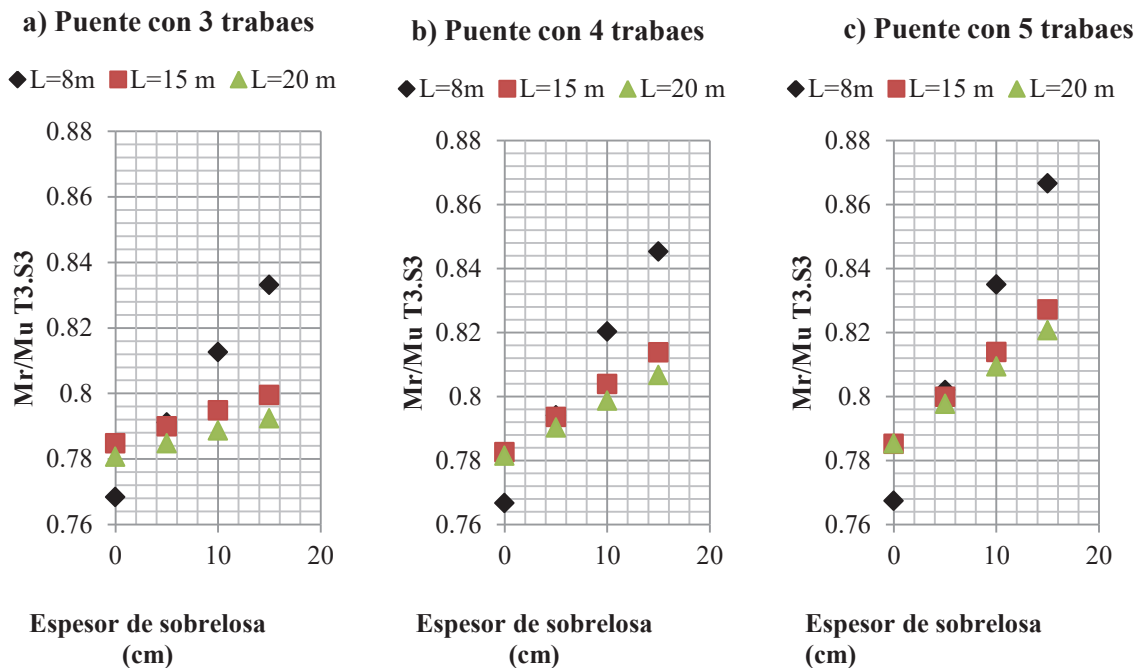


Figura 5.12 Puentes con ancho total de 9m

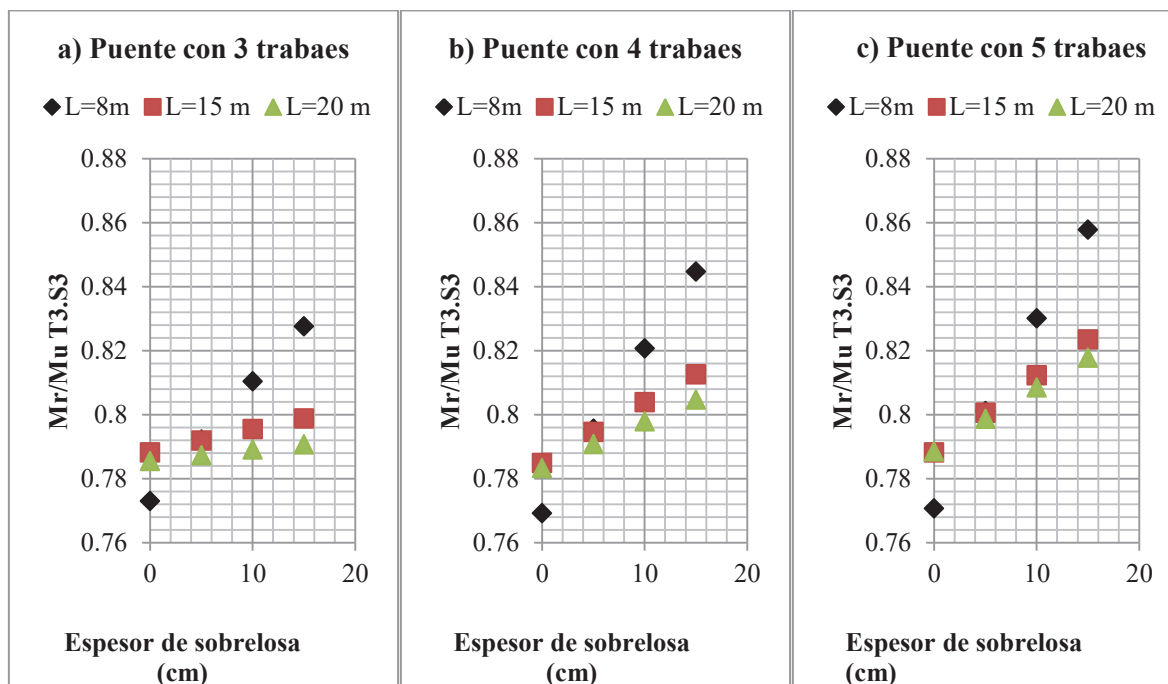


Figura 5.13 Puentes con ancho total de 10m

Los resultados obtenidos muestran que el refuerzo mediante sobrelosas incrementa la resistencia en mayor medida cuando el claro es pequeño, conforme aumenta el claro el incremento disminuye. Sin embargo este incremento en la resistencia no es suficiente para cubrir las demandas del camión T3-S3, camión que produce el momento máximo.

### 5.1.3 EXPRESIONES SIMPLIFICADAS

Para el caso de losa apoyada sobre traveses tipo AASHTO, se proponen las expresiones de la tabla 5.5. Estas fórmulas fueron obtenidas ajustando los datos obtenidos a una línea recta con ayuda del programa Matlab, el cual usa un método basado en el error cuadrático medio. Con estas expresiones se puede obtener la relación de  $M_r/M_u$  para una rehabilitación mediante sobrelosa con un espesor de losa dado, estas expresiones están hechas para utilizarse en puentes con claros de 20 y 30 m y con espesores iniciales de losa de 18 y 20 cm.

Tabla 5.5 Incremento de momento en losas apoyadas en traveses tipo AASHTO para un espesor de sobrelosa dado

Long. de claro (m)	Espesor de losa (cm)	Expresión
20	18	$\frac{M_r}{M_u} = 0.0674t + 1.0096$
20	20	$\frac{M_r}{M_u} = 0.0556t + 1.0122$
30	18	$\frac{M_r}{M_u} = 0.0669t + 1.0117$
30	20	$\frac{M_r}{M_u} = 0.0543t + 0.9995$

## **5.2 ENCAMISADO DE NERVADURAS**

En este subcapítulo se estudia como sistema de refuerzo el encamisado de nervaduras para dos casos: encamisado mediante concreto reforzado y utilizando placas de acero. Los casos en estudio corresponden a las soluciones de refuerzo más comúnmente implementadas en la República Mexicana. El principal objetivo del encamisado de nervaduras como una técnica de refuerzo es incrementar la resistencia a flexión de estos elementos mediante el incremento que se logra en el brazo de palanca y la adición que se tiene en el área de acero.

### **5.2.1 DESCRIPCIÓN DE PARÁMETROS**

Para evaluar la eficiencia del refuerzo de traveses mediante la técnica del encamisado, se estudiaron 27 puentes para cada uno de los tipos de encamisado considerados. Los parámetros utilizados para estos modelos de puentes se presentan en la tabla 5.6. Estos modelos de puentes son iguales a los que se utilizaron para la técnica de refuerzo mediante sobrelosa correspondiente a puentes con losas apoyadas sobre traveses de concreto reforzado.

Al igual que en el caso correspondiente al refuerzo con sobrelosa, también se evaluó el encamisado en la trabe exterior por ser el más crítico y se utilizó el camión HS-15 como carga viva de diseño original del puente. En el caso de la carga viva actual máxima resultó ser el camión T3-S3 el que producía los elementos mecánicos mayores.

Tabla 5.6 Características geométricas de puentes con traveses de concreto reforzado

Parámetro	Caso		
	1-9	10-18	19-27
Longitud de claro	8	15	20
Ancho total del puente	8, 9 y 10		
Espesor de la losa (cm)	20		
Número de traveses	3, 4 y 5		
Carga viva de diseño	HS-15		
Carga viva máx. actual	T3-S3		

### a) Encamisado de concreto armado

El encamisado con concreto armado consiste en el incremento de la sección transversal de la nervadura y en la adición de acero de refuerzo en la parte inferior de la superestructura. Este tipo de refuerzo pretende incrementar su capacidad a corte y a flexión o rehabilitar nervaduras que presentan daños severos como grietas, desconches o corrosión en el acero. Cheong y N. MacAlevey (2000) estudiaron el comportamiento de un conjunto de traveses con encamisado de concreto donde se anclaron los estribos en la losa y se realizó escarificado de 6 mm en el concreto existente en una superficie del 70 % con la finalidad de que el elemento trabaje en conjunto. Los autores concluyen que la nervadura se comportó satisfactoriamente, como si fuera un elemento colado monolíticamente. Para estudiar la efectividad de esta técnica de rehabilitación y tomando en cuenta los trabajos experimentales de Cheong y N. MacAlevey (2000), en este trabajo se modela esta técnica mediante un espesor de encamisado de concreto de 5 cm a cada lado de la trabe y de 10 cm en la parte inferior, la utilización de estos espesores también se encontró en los expedientes de puentes rehabilitados de la dirección General de Conservación de Carreteras de la SCT Michoacán, por lo que se puede considerar que estos espesores son de uso común en la práctica profesional para encamisar nervaduras en puentes localizados en México.

## **b) Encamisado mediante placas metálicas**

El refuerzo mediante placas metálicas, también conocido como refuerzo pasivo, se coloca en la parte inferior de la nervadura donde las placas son adheridas con pegamento epóxico o ancladas en el elemento de concreto reforzado por medio de conectores trabajando a cortante. El pegamento epóxico y los conectores tienen la función de tomar los esfuerzos de cortante que se generan en la sección compuesta controlando y reduciendo las deformaciones de la nervadura, de esta manera la placa y el concreto trabajan en conjunto como si fuera una sola sección. Comparado con el encamisado de concreto, la influencia del peso de las placas de acero en el momento último no es significativo.

### **5.2.2 RESULTADOS**

#### **a) Nervaduras encamisadas con concreto.**

Para evaluar la eficiencia de este sistema de refuerzo, primeramente se calculó el incremento de momento resistente necesario para resistir las cargas vivas actuales, en este caso el camión que resultó ser más crítico resultó ser el camión T3-S3. Estos incrementos son comparados en las gráficas de la figura 5.14 y corresponden a los anchos de puente definidos anteriormente. En cada grafica estos valores son comparados con las longitudes y separación de traveses.

Posteriormente se propusieron 3 porcentajes de acero de refuerzo con relación al área de concreto colocada en la parte inferior de la trabe, esta área corresponde al ancho de la trabe original más el recubrimiento a los lados por el espesor de recubrimiento en la parte inferior. Con esta área de acero se calculó el incremento de momento resistente que le aporta a la resistencia por flexión de la trabe y se comparó con el incremento de momento resistente requerido para resistir el camión T3-S3.

Estos resultados se muestran en 9 gráficas divididas en tres grupos de tres figuras, 5.15, 5.16 y 5.17. Cada figura corresponde a un ancho de puente y cada una de las gráficas a la longitud de puente. Estos valores son comparados con la separación entre traveses.

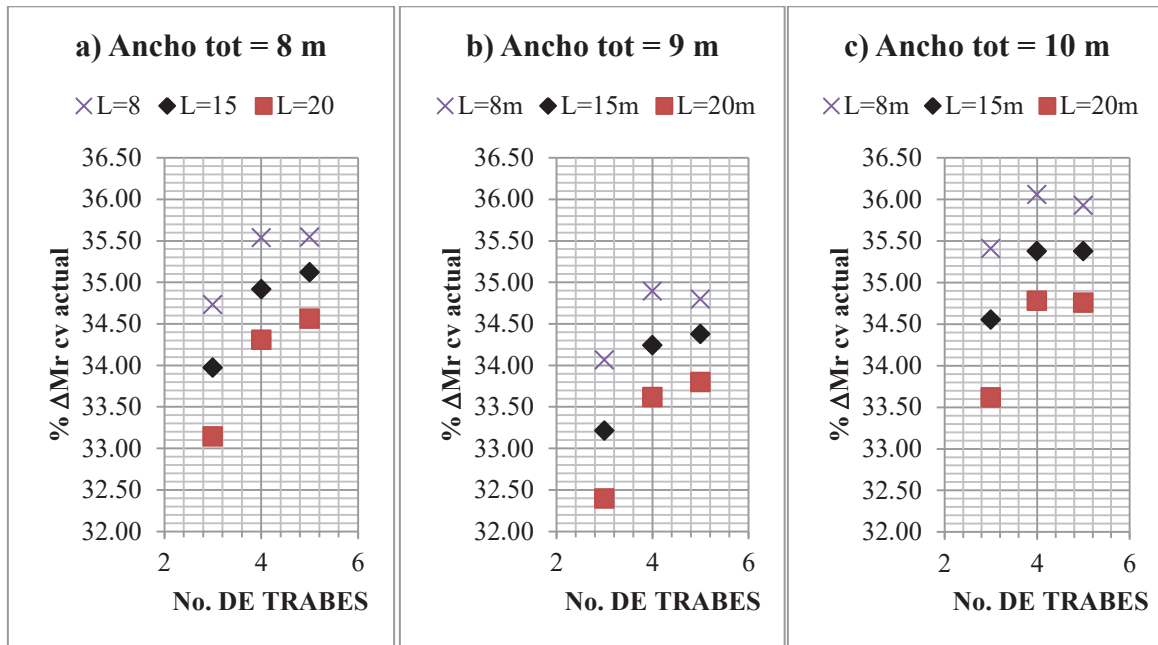


Figura 5.14 Incremento de Mr necesario para resistir camión TR-S3 mediante la técnica de encamisado de concreto

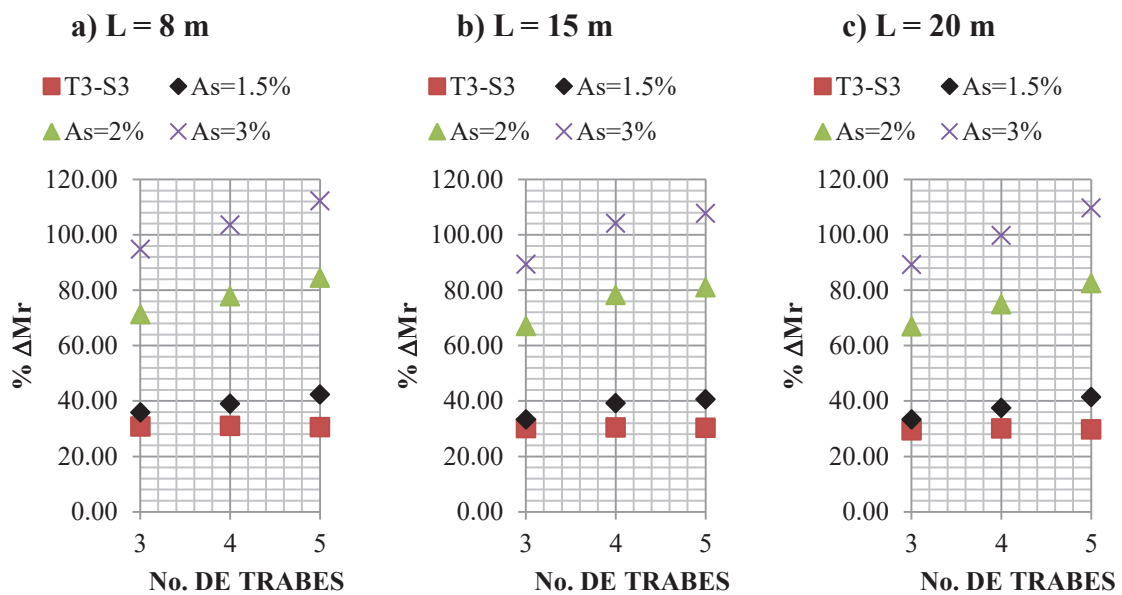


Figura 5.15 Incremento de Mr para puentes con 8 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de concreto

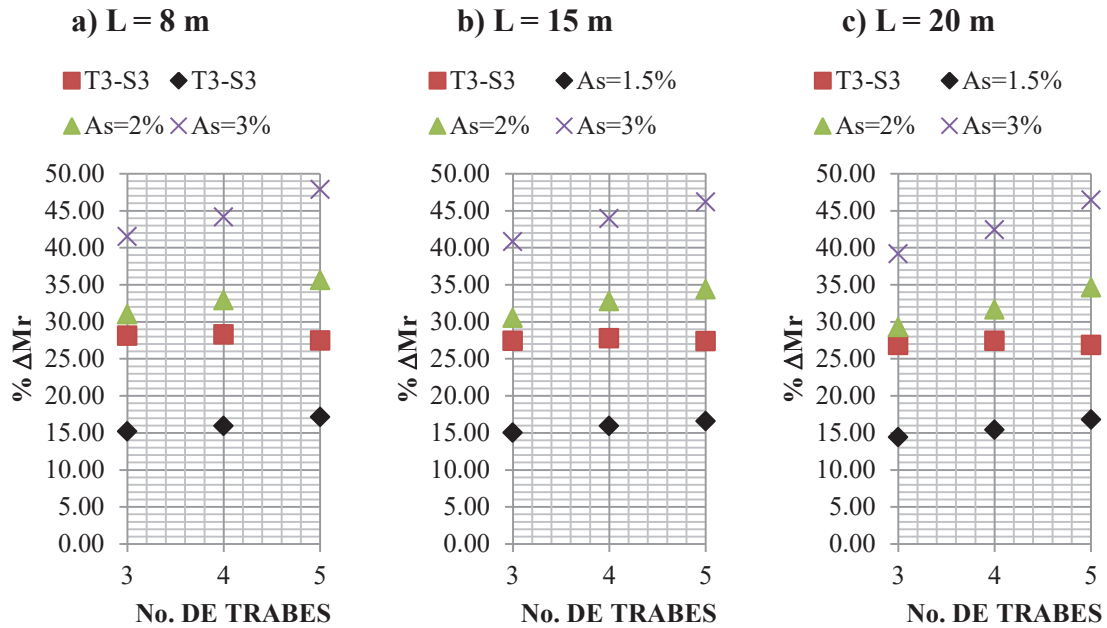


Figura 5.16 Incremento de Mr para puentes con 9 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de concreto

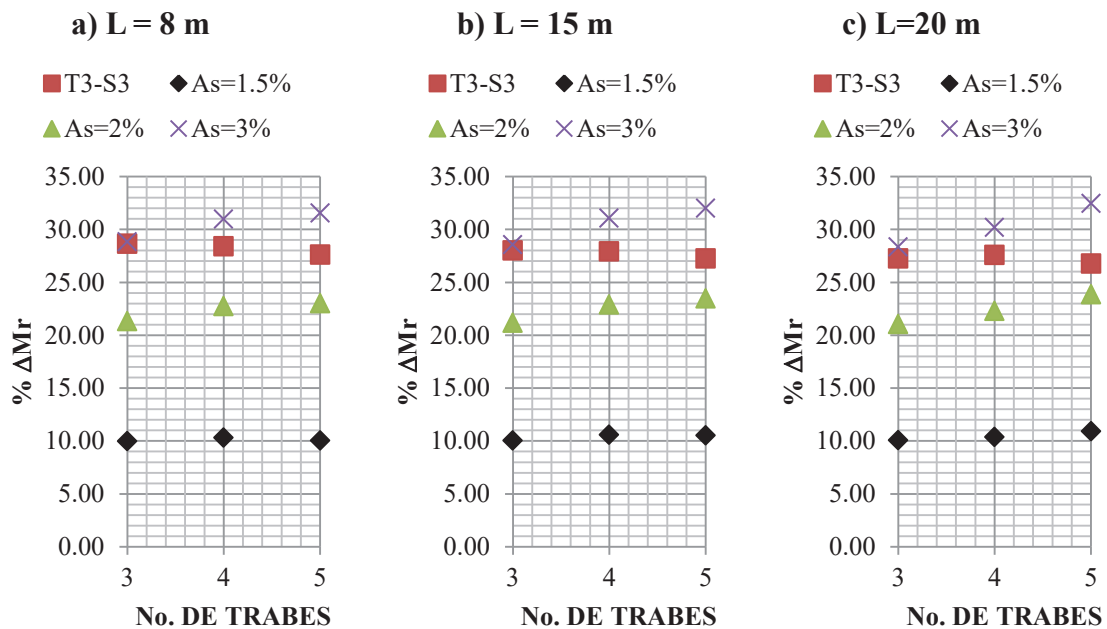


Figura 5.17 Incremento de Mr para puentes con 10 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de concreto

De acuerdo con los resultados mostrados en la figura 5.14, el incremento de momento resistente va disminuyendo conforme aumenta el número de traveses, y conforme el claro es más grande. En el primer caso, este efecto se debe a que disminuye el ancho tributario de carga muerta, mientras que en el segundo caso el efecto se debe a que la influencia de la carga viva es menor comparado con la carga muerta conforme va creciendo la longitud del claro.

En las gráficas de las figuras 5.15, 5.16 y 5.17 están graficados los porcentajes de incrementos en la resistencia del momento, también se pueden observar el incremento de momento correspondiente a la carga viva máxima. En todas estas gráficas se utilizaron los porcentajes de acero de 1.5%, 2% y 3% en relación al recubrimiento inferior. El parámetro más importante y que se puede considerar para la elección del porcentaje de acero es el ancho total del puente, este se puede generalizar para cualquier número de traveses y cualquier longitud de claro que quede dentro de los parámetros propuestos.

Los porcentajes de acero que satisfacen las demandas de la carga viva actual son las siguientes:

- 1.5 % para puentes de 8 m de ancho
- 2% para puentes de 9 m de ancho
- 3% para puentes de 10 m de ancho

#### **b) Nervaduras encamisadas con placas de acero.**

A diferencia del encamisado de concreto en el cual el peso adicionado en la trabe influye en el momento último, en el encamisado con placas de acero el peso de las placas puede desprejarse. La tendencia del porcentaje de incremento necesario para cubrir las demandas de las cargas vivas actuales para los diferentes parámetros es parecida a la del refuerzo con concreto pero en menor grado como se observa en la gráfica 5.18, esto se debe a que no se incrementa la carga muerta en el puente.

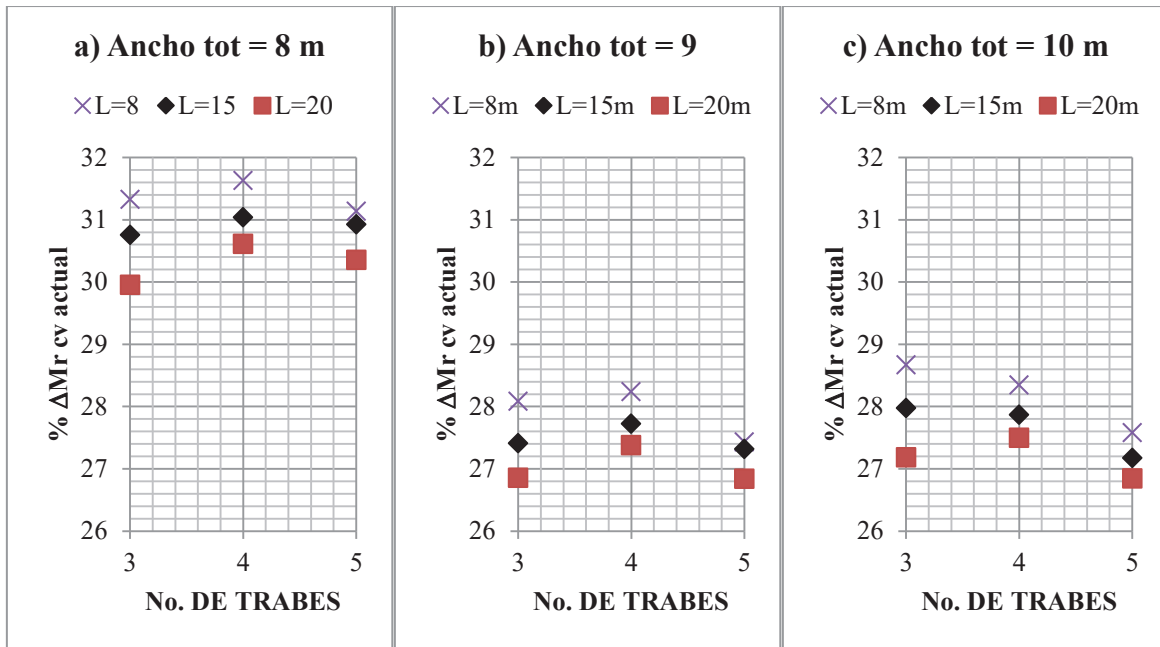


Figura 5.18 Incremento de Mr necesario para resistir camión TR-S3 mediante la técnica de encamisado de acero

En la figura 5.18 se observa que el porcentaje de incremento necesario para cubrir las demandas del camión T3-S3 está entre un 26 y un 32 %, comparándolo con las gráficas de la figura 5.14 correspondientes a el refuerzo con concreto que requiere de un 32 a un 36 % estas diferencias se deben solamente al peso del concreto que se tiene que utilizar.

Para evaluar la eficiencia de este tipo de refuerzo se propusieron tres espesores diferentes de placa, estos espesores son: 1/2", 5/8" y 3/4" y un ancho de 15 cm para todas las placas a excepción de las correspondientes a puentes con ancho de 10 m donde el ancho de placa se propuso de 20 cm para la placa de 3/4".

Con cada área de placa se calculó el porcentaje que incremento el Mr de la trabe, estos valores se compararon con el porcentaje de Mr necesario para resistir el camión T3-S3. Estos resultados se muestran en las figuras 5.19, 5.20 y 5.21 que corresponden cada una a anchos

totales de puente de 8, 9 y 10 m. Cada figura contiene 3 gráficas para las longitudes de puente de 8, 15 y 20 m.

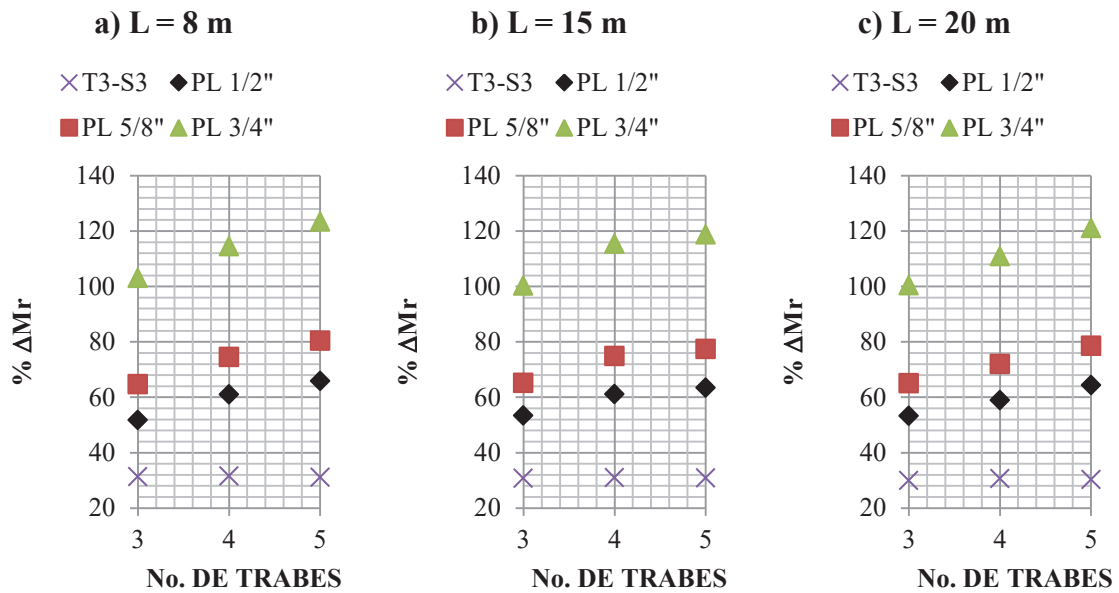


Figura 5.19 Incremento de Mr para puentes con 8 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de acero

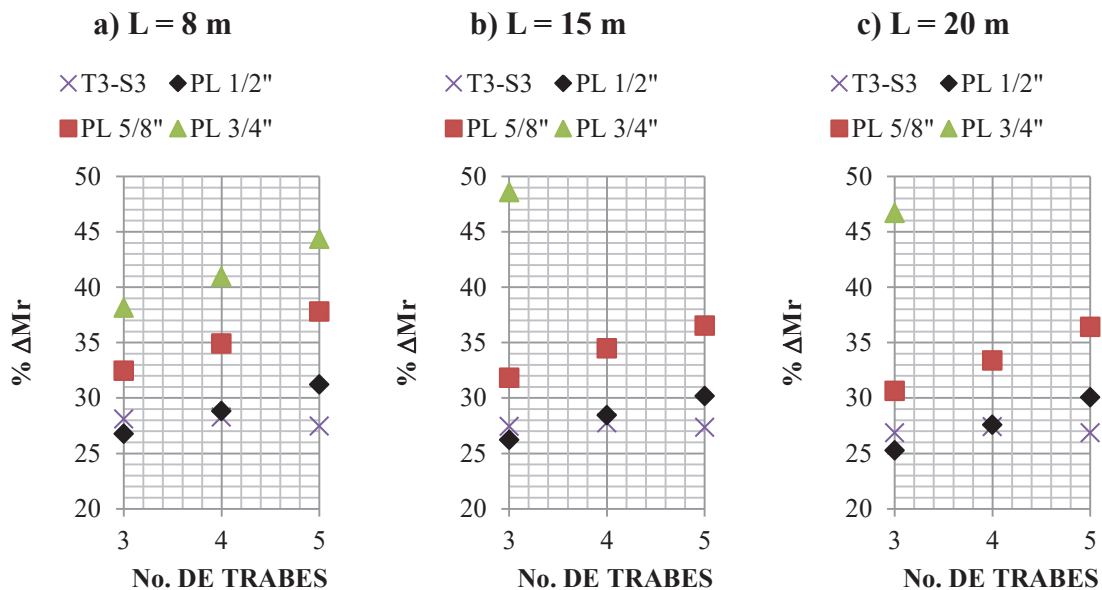


Figura 5.20 Incremento de Mr para puentes con 9 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de acero

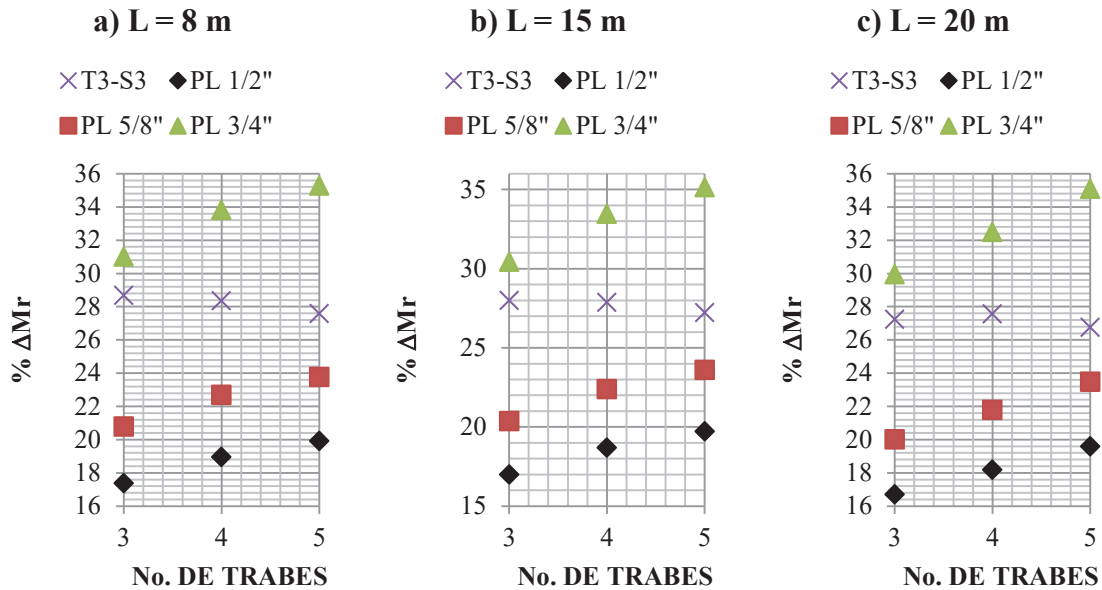


Figura 5.21 Incremento de Mr para puentes con 8 m de ancho total mediante la técnica de encamisado de acero

Nota: En las gráficas de las figuras 5.19, 5.20 y 5.21 los espesores de placa son de 15 cm de ancho a excepción de la placa de 3/4" en la figura 5.21 se consideró un ancho de 20 cm.

En las gráficas de las figuras 5.19, 5.20 y 5.21 se gráfica de manera similar que en el refuerzo de concreto los porcentajes del incremento en la resistencia para las áreas de acero previamente definidas. Al igual que en el refuerzo anterior el parámetro más importante para la elección del área de hacer es el ancho del puente.

A continuación se muestran los espesores de placa necesarios para cubrir las demandas del camión T3-S3 considerando un ancho de placa de 15 cm por ancho de puente:

- Placa de 1/2" para puentes de 8 m de ancho
- Placa de 5/8" para puentes de 9 m de ancho
- Placa de 3/4" y 20 cm de ancho para puentes de 10 m de ancho

### 5.3 PRESFUERZO EXTERIOR

El presfuerzo externo es uno de los tipos de refuerzo más utilizados para incrementar la capacidad de carga de la superestructura de puentes, esta técnica es muy útil en los casos donde la carga viva de diseño ha sido incrementada, al presforzar las traveses de concreto se disminuyen los esfuerzos de tensión. Para poder utilizar el presfuerzo como técnica de reforzamiento de puentes debe verificarse que el concreto existente este en buenas condiciones, y que su resistencia sea la adecuada para resistir los esfuerzos de compresión y de tensión que serán inducidos por la fuerza del presfuerzo o por la combinación de esta con la carga viva incrementada.

#### 5.3.1 DESCRIPCIÓN DE PARÁMETROS

Para evaluar la contribución de resistencia del presfuerzo como sistema de reforzamiento en puentes con cargas vivas mayores a las de diseño, se analizan 64 modelos de puentes con superestructura de losa de concreto apoyada sobre traveses tipo AASHTO, en la tabla 5.7 se resumen las características de estos modelos.

Tabla 5.7 Características de modelos de puentes presforzados

Parámetro	Caso							
	1-8	9-16	17-24	25-32	33-40	41-48	49-56	57-64
Longitud de claro	20				30			
Ancho total	9, 10, 11 y 12							
Espesor de losa	18							
Separación entre traveses	1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9 y 2.0							
Carga viva de diseño	HS-15							
Carga viva máx. actual	T3-S3				T3-R2-S4			

Para calcular el área de presfuerzo requerida para resistir la carga viva actual, se consideró que la superestructura de los modelos analizados tiene un momento resistente,  $M_r$ , necesario para sostener la carga viva del camión HS-15 posteriormente se calculó el momento último,  $M_u$ , ocasionado por la carga viva actual, donde rigió el camión T3-S3 y el T3-S2-R4 para los claros de 20 y 30 m, respectivamente. Con la diferencia de estos dos momentos  $M_u$  actual –  $M_r$  original se calculó el área necesaria de presfuerzo.

### 5.3.2 RESULTADOS

La evaluación de este sistema de refuerzo se hizo mediante dos grupos de gráficas, en el primer grupo se obtuvo el incremento del  $M_r$  necesario para resistir la carga viva actual máxima variando los siguientes parámetros: longitud del claro, ancho del puente, separación entre traveses y longitud de volado. En el segundo grupo de graficas se obtuvieron las cantidades de acero de presfuerzo requeridas para resistir la demanda de cargas vivas actuales para las diferentes separaciones entre traveses, separaciones definidas anteriormente en la tabla 5.6 y para los claros de 20 y 30 m.

En las gráficas a) y b) de la figura 5.22 se compara el porcentaje del incremento del momento requerido para las cargas vivas actuales máximas respecto del  $M_r$  original correspondiente al camión HS-15, para traveses exteriores de 20 y 30 m. Los camiones T3-S3 y T3-S2-R4 resultaron ser los camiones que producen el momento máximo, el primero para puentes con claros de 20 m y el segundo para puentes con claros de 30 m. Este incremento de momento se evaluó variando los parámetros de separación entre traveses y ancho total del puente. De manera similar en las gráficas c) y d) de la figura 5.22 se evalúa el porcentaje del incremento de momento pero en lugar de utilizar el parámetro de separación entre traveses, se utiliza la longitud de volado.

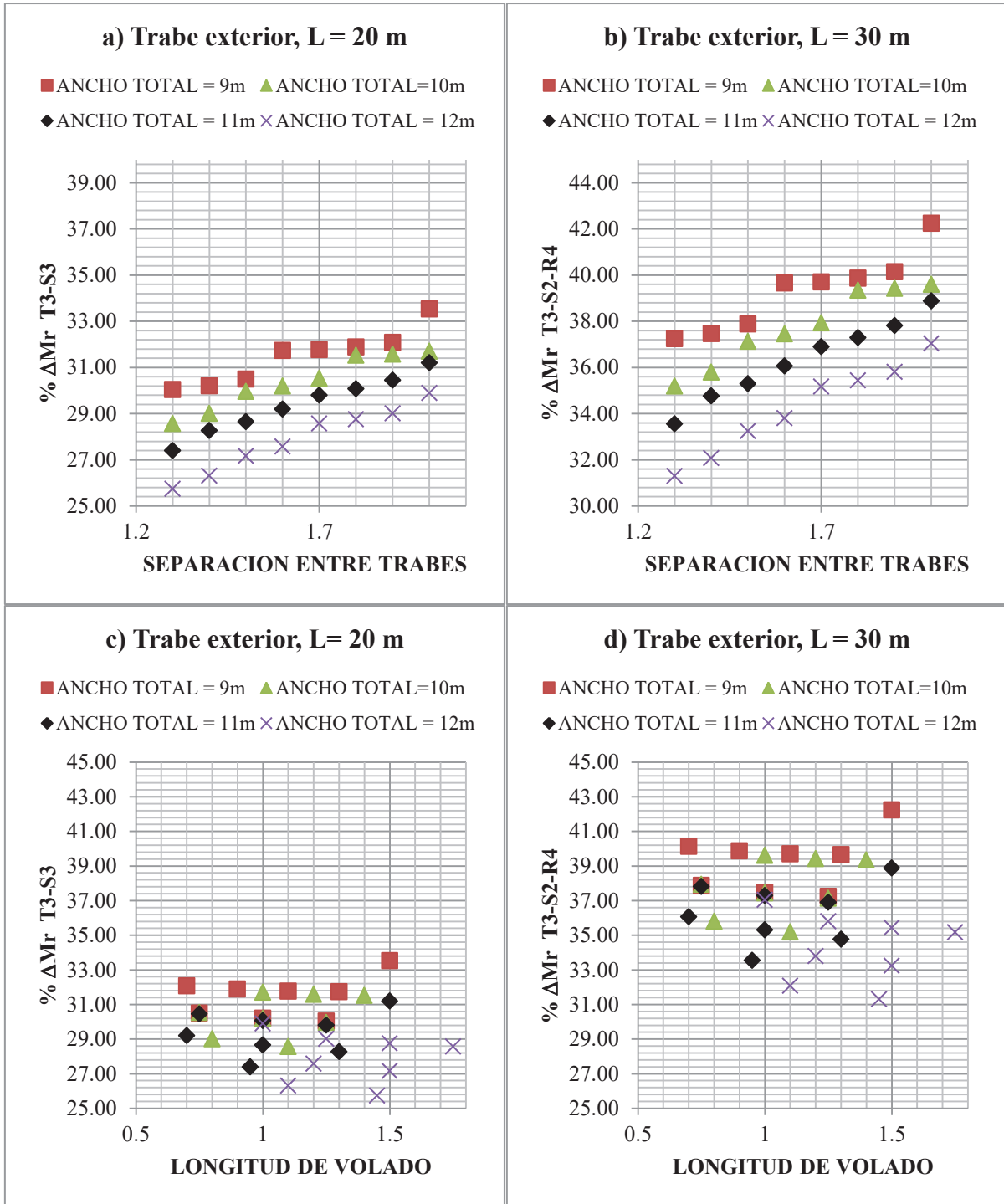


Figura 5.22 Porcentaje del incremento de momento para traves exterioras en: a) Claros de 20 m para diferente separación de traves, b) Claro de 30 m para diferente separación de traves, c) Claro de 20 m para diferentes longitudes de volado, b) Claro de 30 m para diferentes longitudes de volado

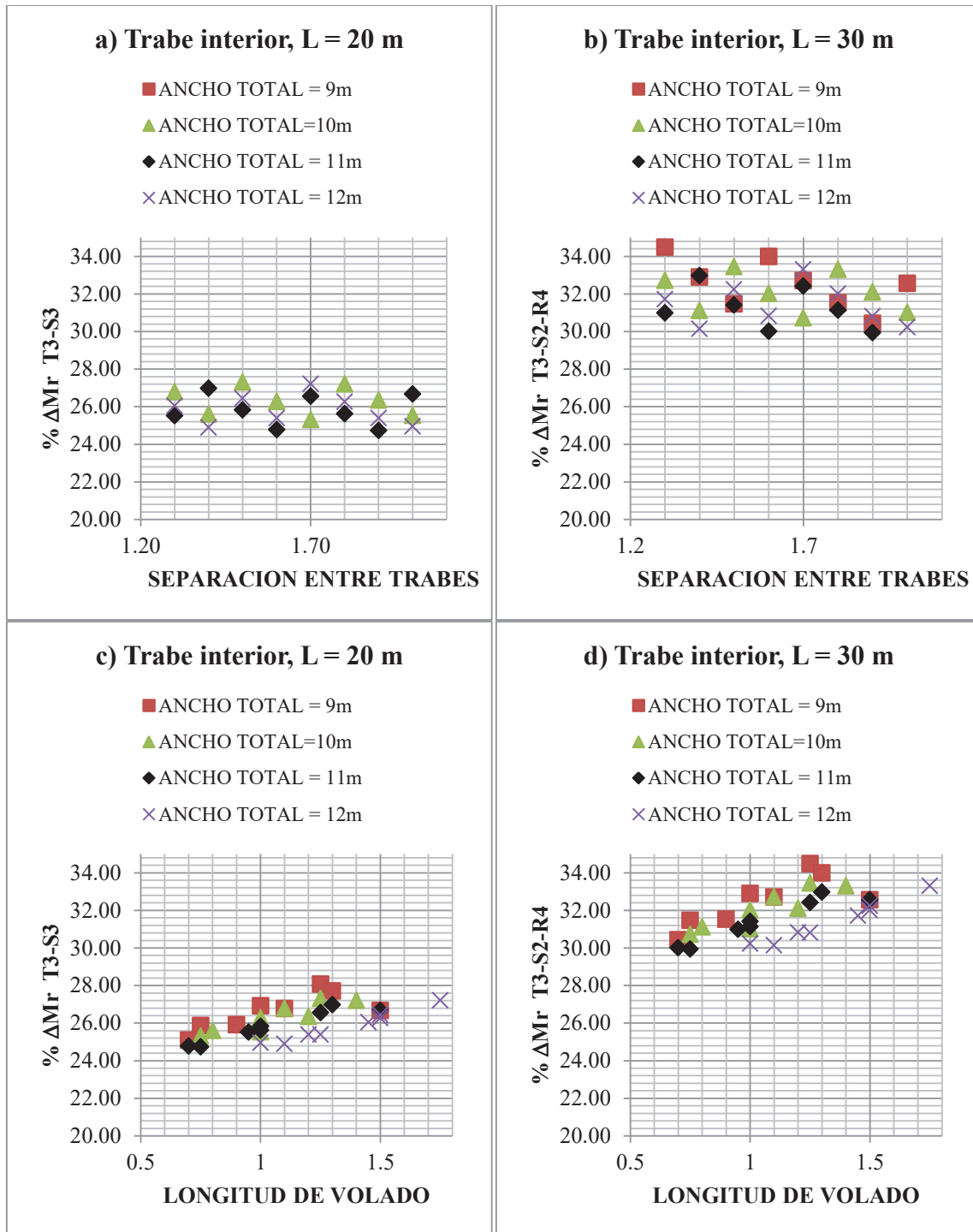


Figura 5.23 Porcentaje del incremento de momento para traves interiores en: a) Claros de 20 m para diferente separación de traves, b) Claro de 30 m para diferente separación de traves, c) Claro de 20 m para diferentes longitudes de volado, b) Claro de 30 m para diferentes longitudes de volado.

El grupo de cuatro gráficas que conforman la figura 5.22 corresponde a las traves exterioras, mientras que en la figura 5.23 resume los resultados obtenidos para las vigas interiores, donde se grafican los mismos parámetros.

En estas gráficas de las figuras 5.22 y 5.23, se observa que para el caso correspondiente a traves exterioras, el incremento es directamente proporcional a la separación de traves, mientras que para el caso de las traves interiores el incremento es directamente proporcional a la longitud de volado. Primeramente estas tendencias se deben a que el camión se colocó a un pie de la guarnición, que es la posición donde se genera el mayor momento en una sola trabe. En el caso de las traves exterioras el momento crece al aumentar la separación entre traves debido a que el factor de distribución va creciendo conforme la separación crece, para el caso de las traves interiores el momento crece conforme el volado es más grande debido a que la separación entre traves disminuye aumentando la contribución de la carga viva en estas traves.

Al comparar los momentos de las traves exterioras con la longitud de volado y los momentos de las traves interiores con la separación entre traves, no se muestra una tendencia ascendente que sea función del incremento de estos dos parámetros, en el caso de la trabe exterior el factor de distribución no varía mucho y el ancho tributario de la carga muerta se mantiene casi constante ya que el volado aumenta pero la separación de traves disminuye. Para el caso de la trabe interior el ancho tributario de la carga muerta aumenta pero la carga viva queda más alejada.

De acuerdo con los resultados anteriores se decidió utilizar solamente la separación entre traves para evaluar la cantidad de área de acero de presfuerzo  $A_{sp}$  en la figura 5.24. En estas graficas se puede observar que las traves exterioras requieren de una mayor área de acero de presfuerzo  $A_{sp}$  para cada caso evaluado. El incremento del  $A_{sp}$  no es uniforme debido a la variación del espaciamiento que se tiene definido entre traves en un ancho preestablecido,

donde dependiendo de su longitud se varia el número de traves y por lo tanto la longitud de volado se va ajustando a cada caso particular.

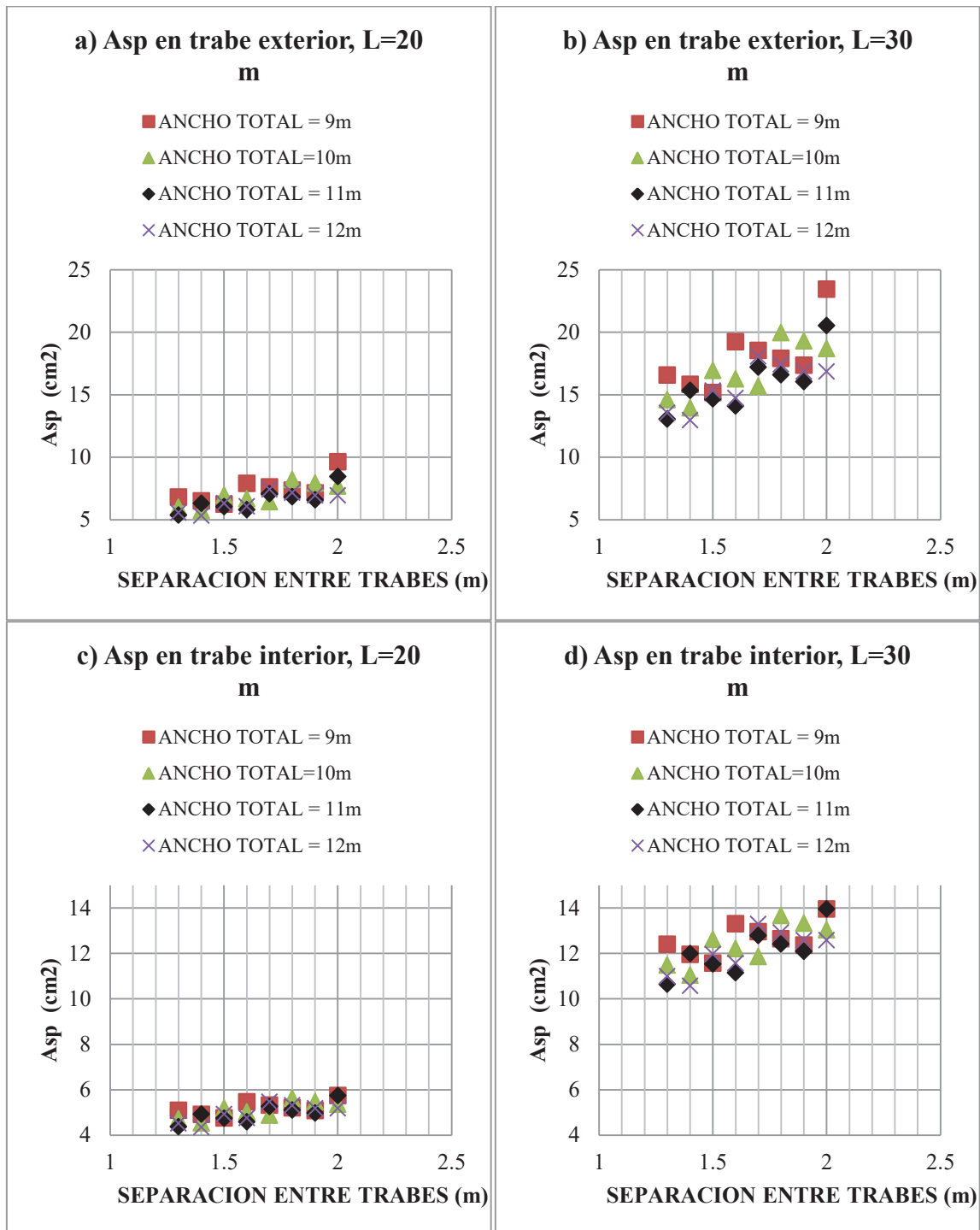


Figura 5.24  $A_{sp}$  para presfuerzo exterior, a) y b) Trabes exteriores y c) y d) Trabes interiores.

### 5.3.3 EXPRESIONES SIMPLIFICADAS

Para darle una aplicación de manera más práctica a estos resultados en la rehabilitación de puentes existentes con características similares a los modelos evaluados, es necesario proponer algunas expresiones simplificadas para obtener un área de acero de presfuerzo aproximada a la requerida de forma más rápida, resultados muy útiles en la práctica profesional. Para esto se ajustaron curvas a los resultados que se presentaron en la figura 5.16. Para obtener estas expresiones se utilizó el programa Excel, el cual usa los valores medios para cada caso. Para el caso de traveses exteriores se definió un ajuste exponencial, mientras que para el caso de traveses interiores se optó por el lineal, ya que son los modelos que mejor ajustaron el conjunto de datos.

En la tabla 5.8 se describen las expresiones que mejor se ajustaron a los resultados obtenidos. Estas cuatro expresiones corresponden a traveses exteriores e interiores de 20 y 30 m de longitud, ancho de puente de 9 a 12 m y separación entre traveses de 1.3 a 2 m.

Tabla 5.8 Expresiones para obtener  $A_{sp}$

Tipo de trabe	Longitud (m)	$A_{sp}$ (cm)
Exterior	20	$3.3117e^{0.4341s}$
	30	$8.0566e^{0.4341s}$
Interior	20	$1.1574s + 3.1414$
	30	$2.8158s + 7.6424$

Con base en las expresiones obtenidas anteriormente, se obtienen las áreas de acero de presfuerzo exterior requeridas para una separación “s” entre traveses, estas expresiones son válidas para puentes con características similares a los modelos de puentes evaluados en este trabajo. Estas áreas de acero están simplificadas y son aplicables para cualquier ancho de puente que este entre 9 y 12 m. Adicionalmente se presenta en la tabla 5.8 el número de

torones que se tendrá que colocar por cada cable, considerando que se colocan dos cables por trabe, para garantizar el área de acero necesaria para la rehabilitación de las vigas. La tabla 5.9 es una herramienta que puede ser implementada de manera muy sencilla por el Ingeniero de la práctica profesional para determinar la cuantía de acero de presfuerzo necesaria para la rehabilitación de vigas que se vena sobre-esforzadas por incrementos de cargas vivas.

Tabla 5.9 Expresiones para obtener  $A_{sp}$

<b>Claro de 20 m</b>				
	Trabe exterior		Trabe interior	
Sep. entre trabes	$A_{sp}$	#Torones	Asp	#Torones
1.3	5.82	2 x 3T13	4.65	2 x 3T13
1.4	6.08	2 x 3T13	4.76	2 x 3T13
1.5	6.35	2 x 3T13	4.88	2 x 3T13
1.6	6.63	4 x 2 T13	4.99	2 x 3T13
1.7	6.93	2 x 4T13	5.11	2 x 3T13
1.8	7.23	2 x 4T13	5.22	2 x 3T13
1.9	7.56	2 x 4T13	5.34	2 x 3T13
2	7.89	2 x 4T13	5.46	2 x 3T13
<b>Claro de 30 m</b>				
	Trabe exterior		Trabe interior	
Sep. entre trabes	$A_{sp}$	#Torones	Asp	#Torones
1.3	14.17	2 x 7T13	11.30	2 x 6T13
1.4	14.79	2 x 7T13	11.58	2 x 6T13
1.5	15.45	2 x 8T13	11.87	2 x 6T13
1.6	16.14	2 x 8T13	12.15	2 x 6T13
1.7	16.85	2 x 8T13	12.43	2 x 7T13
1.8	17.60	2 x 9T13	12.71	2 x 7T13
1.9	18.38	2 x 9T13	12.99	2 x 7T13
2	19.20	2 x 9T13	13.27	2 x 7T13

## CAPITULO 6

### CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES EN MÉXICO

#### 6.1 INTRODUCCIÓN

Hasta el año 2009 la Red Carretera Nacional estaba compuesta por 366,807 km de longitud, de los cuales destacan por su importancia 8,335 km que corresponden a carreteras de la Red Carretera Troncal de Cuota y 40,509 km de la Red Carretera Troncal Libre, esta última es atendida por la SCT a través de la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC). En la figura 6.1 se muestran los porcentajes de longitud carretera según la superficie de rodamiento. Anuario Estadístico 2009 SCT (2010).

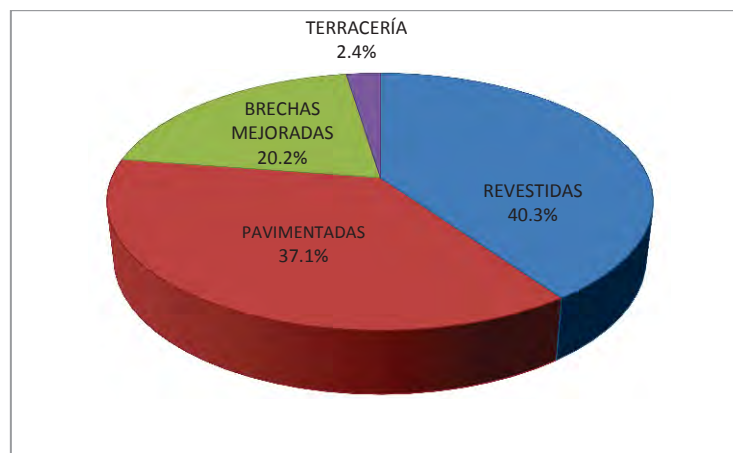


Figura 6.1 Distribución porcentual de la longitud de la red nacional carretera según superficie de rodamiento (Imagen modificada de Anuario Estadístico 2009 SCT)

La República Mexicana cuenta actualmente con aproximadamente 6500 puentes en toda la Red Federal Carretera los cuales están a cargo de Caminos y Puentes Federales (CAPUFE).

Michoacán ocupa el primer lugar en número con 463 puentes hasta la fecha de acuerdo con la DGCC del estado de Michoacán.

Las principales fuentes de información para conocer las características de los puentes del país son los planos de proyectos tipo de puentes de la SCT que se utilizaron para la construcción de puentes en México desde la década de 1960 y hasta parte de la década de 1980 publicados en tres volúmenes, actualmente un gran número de los puentes existentes tienen estas características. Otra fuente importante de información son los reportes SIPUMEX, los cuales son obtenidos con base en inspecciones visuales y capturados en un programa de cómputo, donde se encuentra la base de datos para la administración de puentes, a cargo de la DGCC de la SCT. El SIPUMEX está basado en el sistema danés Danbro y se comenzó a utilizar en México en 1992. Permite jerarquizar las necesidades de rehabilitación de los puentes y optimiza los presupuestos anuales. El sistema se basa en una escala de calificación que va de cero (puente en perfecto estado) a cinco (puente en condición crítica). Con este sistema se evalúa constantemente el estado físico de los puentes y se programan los trabajos de mantenimiento, reparación, reforzamiento y reconstrucción de los mismos. En estos reportes se describen las características geométricas y estructurales de los puentes.

## **6.2 ESTRUCTURACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA EN PUENTES**

La función de la superestructura es la de permitir el tránsito del tráfico vehicular de manera segura y transmitir las cargas a la subestructura. Existen diferentes modelos de superestructura, las cuales no están definidas para características específicas del camino, la longitud del claro o el tipo de carga viva que circula; por el contrario existen una gran cantidad de modelos que pueden utilizarse para cada caso. Sin embargo, el aplicar cualquier modelo sin un análisis costo-beneficio por más sencillo que este sea, puede ocasionar un puente deficiente y costoso. Los sistemas de la superestructura se diferencian principalmente por la sección transversal que tienen y por su distribución longitudinal, a continuación se muestran los sistemas más comúnmente considerados en los registros para el inventario de puentes de SIPUMEX, en cuanto a su sección transversal y a su distribución longitudinal.

- Losa sobre vigas
- Losa sobre armadura espacial
- Trabe cajón, un cajón con una o más celdas
- Trabe cajón, con dos o más cajones
- Armadura a paso inferior
- Armadura a paso superior
- Armadura a paso a través
- Trabe de alma llena
- Trabe de celosía
- Arco superior
- Arco inferior
- Arco inferior tipo cerrado

Las figuras 6.2 a 6.9 muestran esquemáticamente las secciones transversales más comunes en puentes.

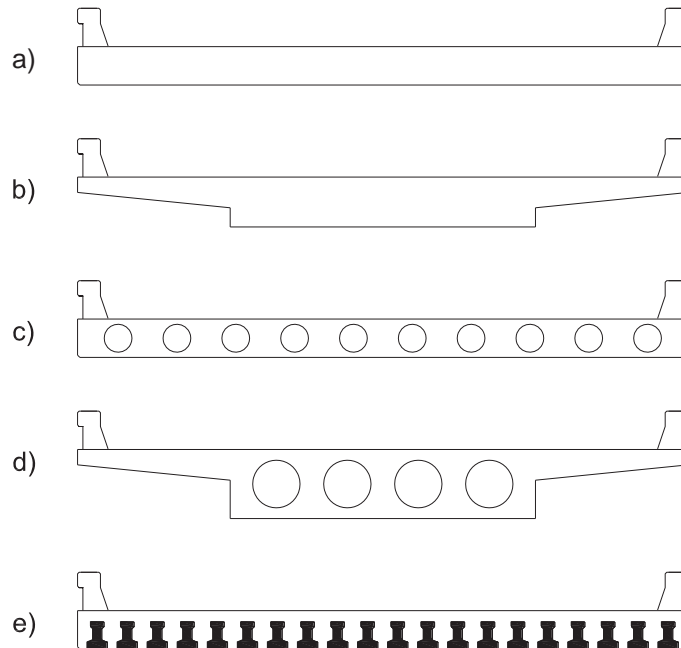


Figura 6.2 Sistemas de losas más comunes: a) Losa plana, b) Losa díptera maciza, c) Losa plana aligerada, d) Losa díptera aligerada y e) Losa plana con elementos prefabricados

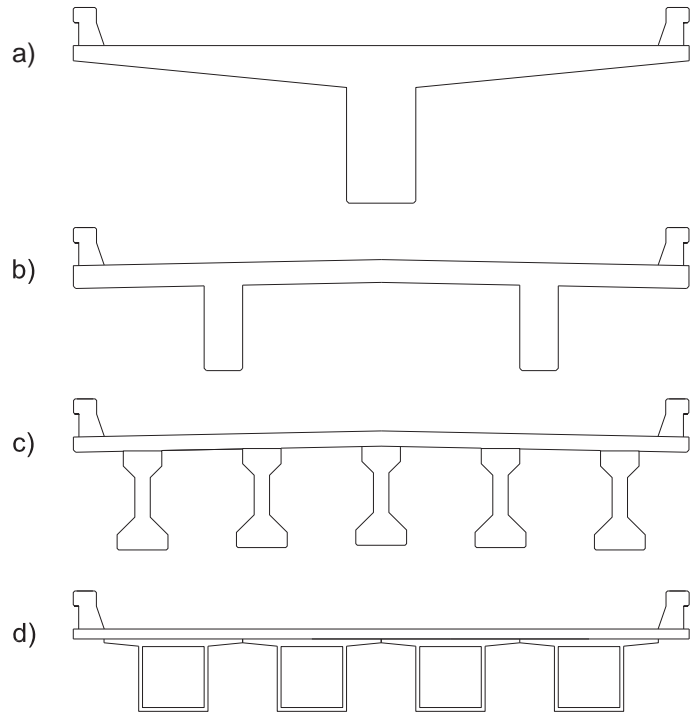


Figura 6.3 Secciones transversales de losas apoyadas sobre vigas: a) Losa sobre una viga rectangular, b) Losa sobre dos vigas rectangulares, c) Losa sobre vigas tipo AASHTO, d) Losa sobre vigas tipo cajón

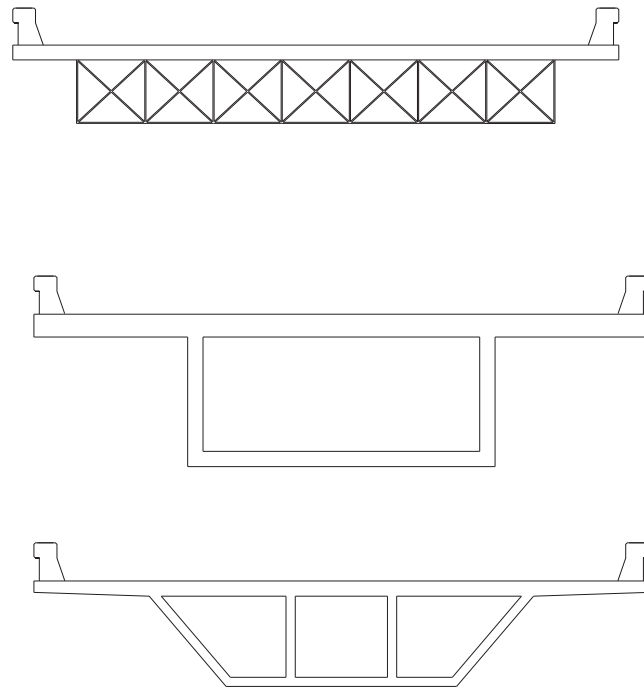


Figura 6.4 Trabes cajón. a) De una celda y b) De tres celdas

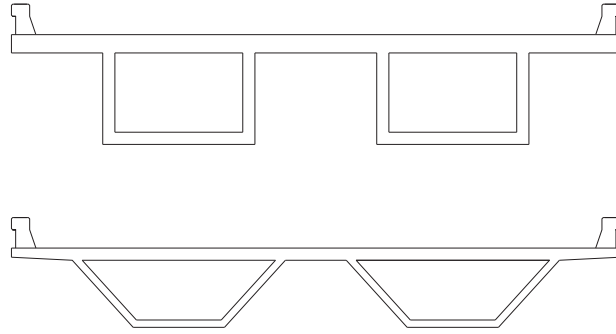


Figura 6.5 Traveses cajón de dos cajones

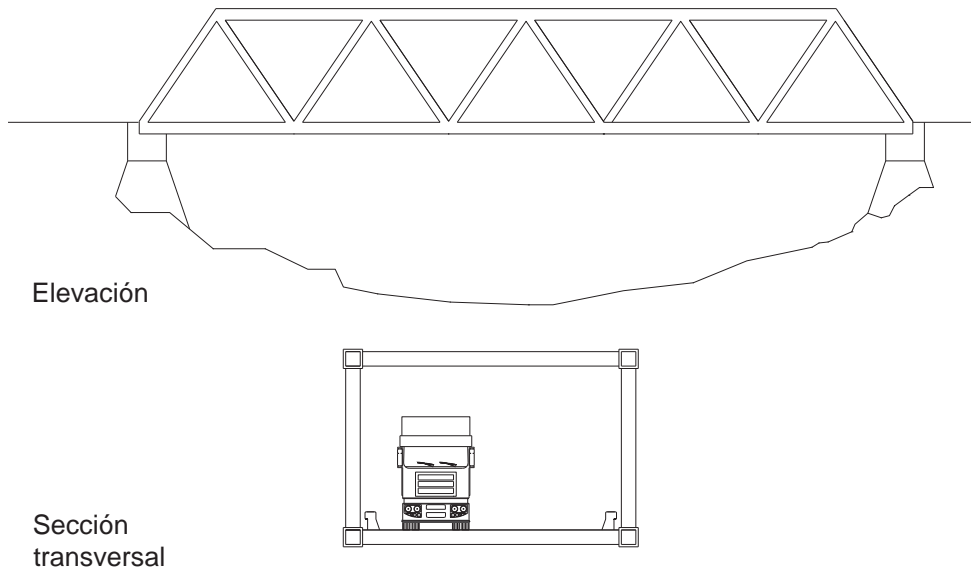
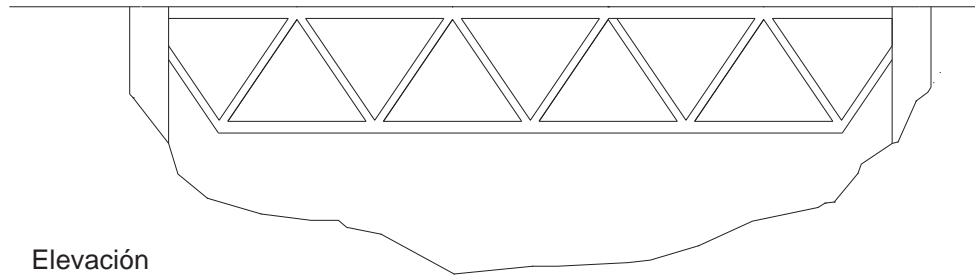
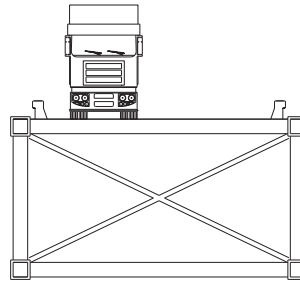


Figura 6.6 Armadura a paso inferior

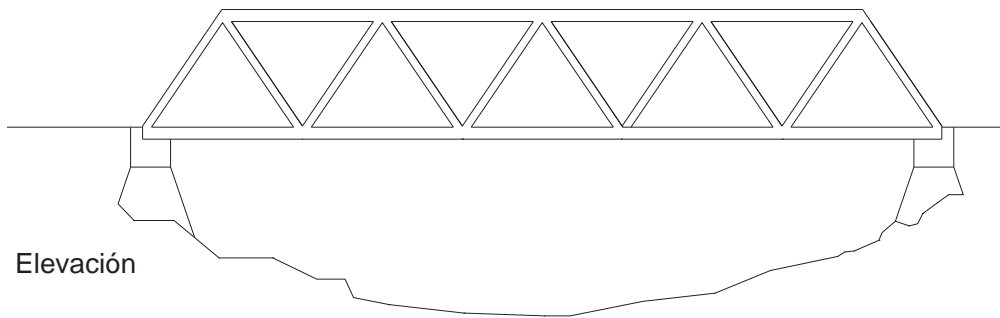


Elevación



Sección  
transversal

Figura 6.7 Armadura a paso superior



Elevación



Sección  
transversal

Figura 6.8 Armadura de paso a través

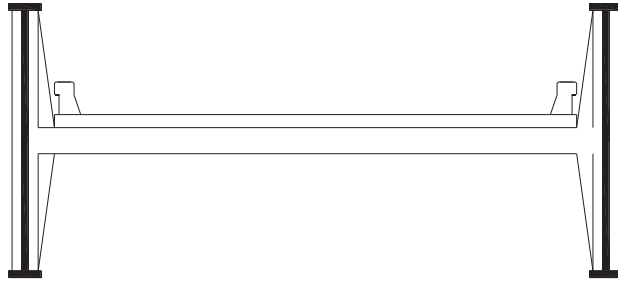
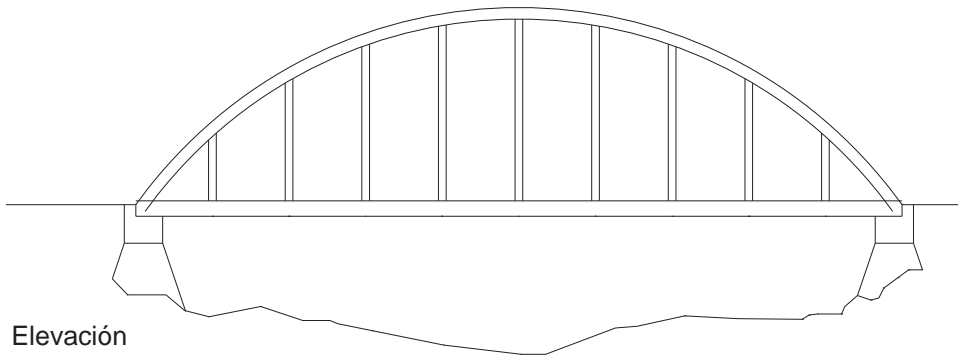
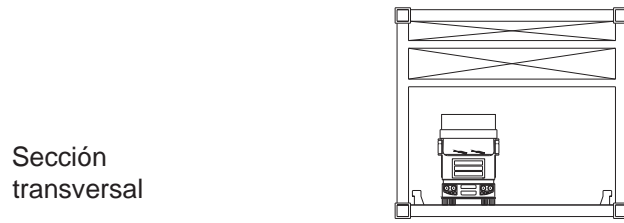


Figura 6.9 Trabe de alma llena

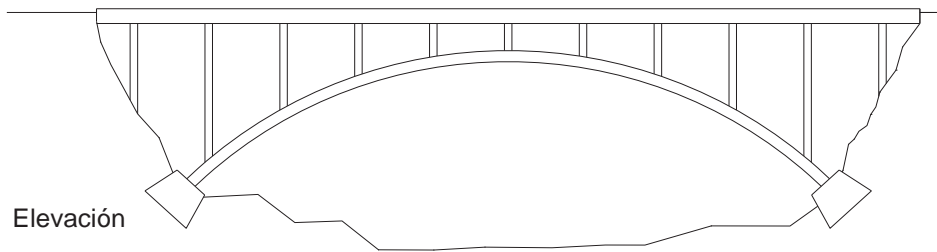


Elevación

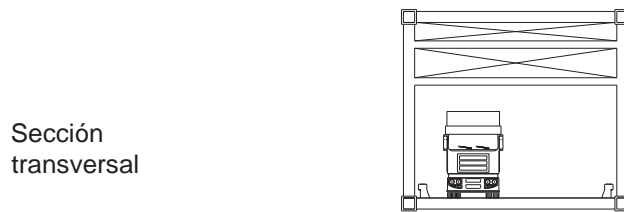


Sección transversal

Figura 6.10 Puente con arco superior



Elevación



Sección transversal

Figura 6.11 Puente con arco inferior

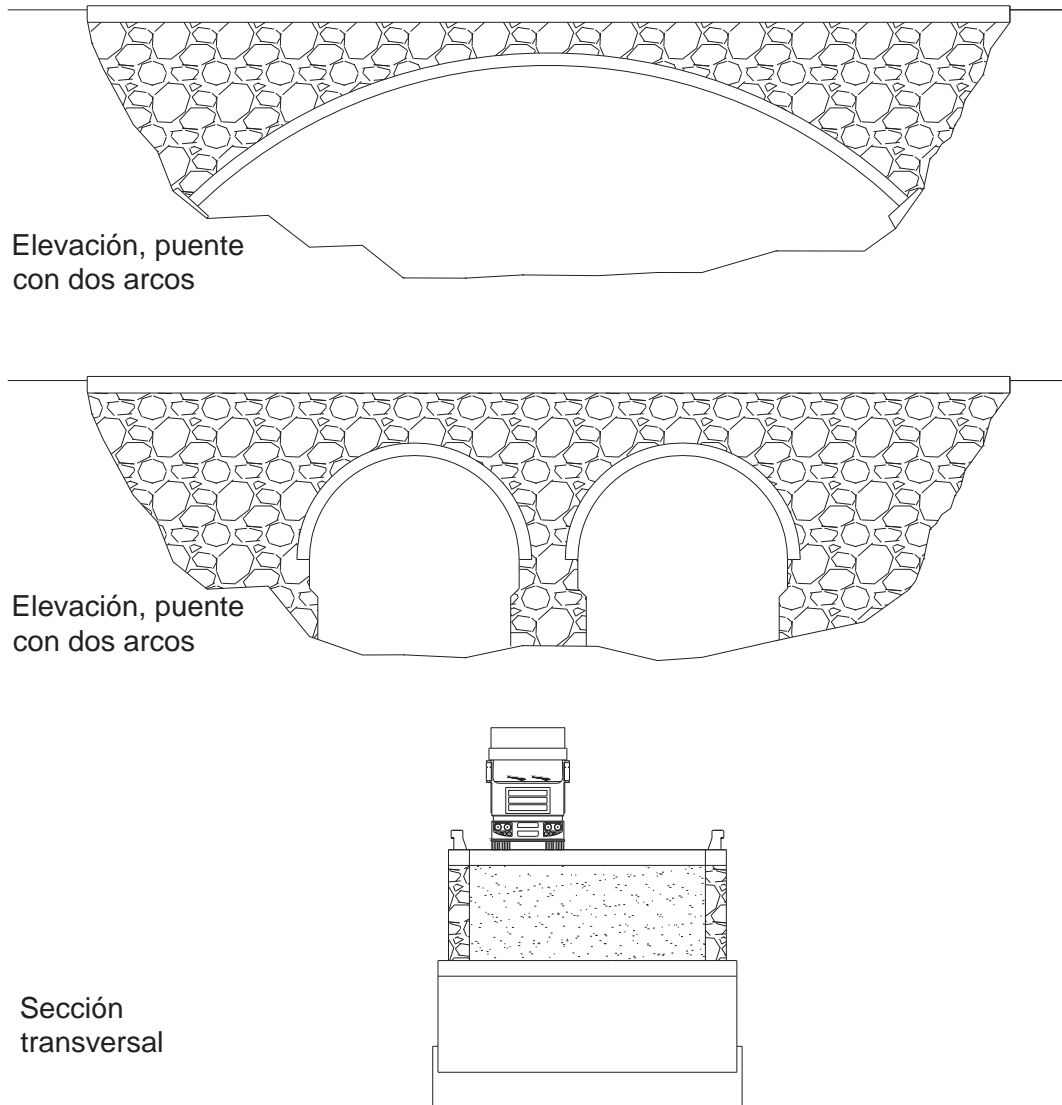


Figura 6.12 Puente con arco inferior cerrado

En cuanto las condiciones de apoyo de la superestructura, de acuerdo con el SIPUMEX, estas se clasifican en los siguientes tipos:

- Viga simplemente apoyada
- Viga continua
- Viga gerber
- Marcos

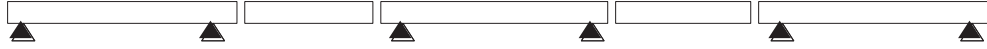
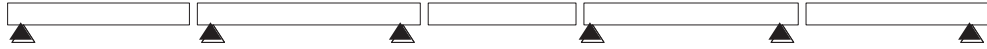
A su vez esta clasificación de la superestructura de puentes se divide en dos de acuerdo a la variación de su sección transversal, esta puede ser constante o variable. En la figura 6.10 se ejemplifica los diferentes diseños de la elevación del puente que pueden existir.



Simplemente apoyada



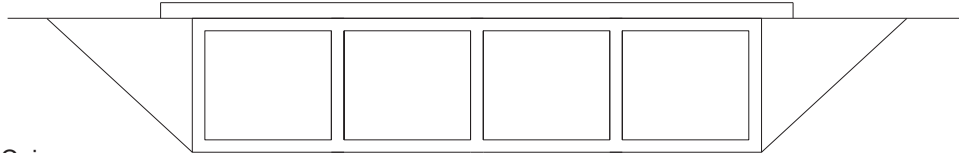
Viga continua



Viga gerber



Marco



Cajones

Figura 6.13 Diseño de la elevación de superestructura

Los materiales utilizados en la superestructura son los siguientes:

- Concreto reforzado
- Concreto reforzado prefabricado
- Concreto presforzado
- Concreto presforzado prefabricado
- Acero
- Mampostería

En la superestructura de puentes es común que se encuentren estos materiales combinados como es el caso del concreto prefabricado con concreto reforzado. Dependiendo de la ubicación del puente, de su complejidad y de las condiciones de acceso, los materiales pueden ser transportados al lugar o hacerlos en el sitio.

### **6.3 PLANOS DE PROYECTOS TIPO**

De acuerdo con Jara et al (2008), la SCT publicó tres volúmenes de planos de proyectos tipo de puentes, el primero fue presentado por la Secretaria de Obras Públicas (SOP) en 1965 (SOP, 1966), ahora SCT. En esta publicación se presentan puentes cuya superestructura consiste en losas macizas y losas sobre nervaduras de concreto reforzado y presforzado. En la tabla 6.1 se muestran las principales características de la superestructura para los proyectos correspondientes a este manual.

Tabla 6.1 Características de superestructuras de puentes tipo de la SOP 1966  
 Tabla tomada de Jara et al. (2008)

SUPERESTRUCTURA	LONGITUD DEL CLARO	ANCHO TOTAL	CARGA VIVA DE DISEÑO
Losas macizas	6 a 10 m	8.0 m	HS-15
2 Traves de concreto reforzado	8 a 32 m	8.0 m	HS-15
3 Traves de concreto reforzado	8 a 16 m	8.0 m	HS-15
Traves de concreto presforzado	30 a 45 m	8.0 m	HS-15
Traves de acero presforzado	30 a 45 m	8.0 m	HS-15

En estos planos de puentes tipo también se indican los tipos de apoyos que se utilizan en estos puentes los cuales son: apoyos de plomo, neopreno y acero. Cabe mencionar que no se presentan ni se hacen recomendaciones de topes sísmicos para evitar los desplazamientos laterales de la superestructura con respecto a la subestructura.

Para el caso de los apoyos de plomo se describen los apoyos fijos y móviles, los fijos consisten en dos placas de acero las cuales se conectan a la corona y a la parte inferior de la nervadura, entre estas dos placas va una placa de plomo de menor dimensión a las anteriores. Para restringir el desplazamiento se colocan pernos de 2.5 cm de diámetro. Los apoyos móviles también cuentan con las dos placas de acero pero adicionalmente se les incluye un elemento de concreto de altura variable el cual sirve como mecedora, entre las placas de acero y la mecedora se coloca las placas de plomo. Las dimensiones de las placas de acero son de 20 x 38 cm y las de plomo de 18 x 38 cm, para puentes con claros de 18 m; mientras que para puentes con claro de 32 m las dimensiones de las placas de acero son de 54 x 30 cm y las de plomo de 54 x 18 m.

Los apoyos de neopreno, se recomiendan dureza Shore 60. Los apoyos fijos de este tipo son de 1.3 cm de espesor y los móviles están reforzados con placas de acero para dar un apoyo con espesor total variable.

Por último los apoyos de acero están formados por dos placas de acero en el apoyo fijo, y para el caso del apoyo móvil se le coloca una placa de plomo entre las dos placas de acero. Las placas de estos apoyos son conectadas a la corona y a la parte inferior de la nervadura por medio de dos pernos de 2.5 cm de diámetro. Con los pernos y la fricción entre placas se restringen los desplazamientos laterales de la subestructura. La longitud de asiento propuesta para el apoyo de la superestructura va de 61cm para claros de 8 m, hasta 77 cm para claros de 30 m.

Para el segundo volumen de proyectos tipo, publicado en 1980 (SAHOP, 1980), los sistemas de la superestructura son de losas planas macizas , losas planas aligeradas con tubos de cartón y losas con dos nervaduras de concreto reforzado, en la tabla 6.2a se describen las características generales de la superestructura en estos planos tipo.

Tabla 6.2 Características de la superestructura de los puentes tipo de la SAHOP, 1980  
Tabla tomada de Jara et al. (2008)

a

SUPERESTRUCTURA	LONGITUD DEL CLARO	ANCHO TOTAL	CARGA VIVA DE DISEÑO
Losas planas macizas	8 a 14 m	8.0 m	HS-15
Losas planas macizas	8 a 14 m	10.0 m	HS-20
Losas planas aligeradas	14 a 18 m	8.0 m	HS-15
Losas planas aligeradas	14 a 18 m	10.0 m	HS-20
Losa con dos nervaduras	15 a 28 m	8.0 m	HS-15
Losa con dos nervaduras	15 a 28m	10.0 m	HS-20

b

TIPO DE SUPERESTRUCTURA	LONGITUD DEL CLARO	ANCHO TOTAL	CARGA VIVA DE DISEÑO
Losa con sección trapezoidal	10 a 20 m	5.0 m	H-15
Losa con dos nervaduras	7 a 30 m	4.6 m	H-15

Para este caso los apoyos se recomienda sean de neopreno vulcanizado con placas de acero estructural, actualmente este tipo de apoyos son los más usados en los puentes existentes ya que desde 1980 los puentes nuevos o rehabilitados se les empezó a colocar estos apoyos. El

apoyo fijo es de 2.5 cm de peralte en todos los claros, mientras que el apoyo móvil varía dependiendo del claro de 4.1 cm a 7.3 cm. La longitud de asiento va desde los 58 cm para claros de 8 m hasta 79 cm para 28 m.

El tercer volumen publicado en 1981 (SAHOP, 1981) contienen los planos de puentes tipo de 10 m de ancho total con un sistema de losas macizas apoyadas sobre traveses de concreto tipo AASHTO postensadas o pretensadas, la resistencia del concreto especificado es de 350 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que la del acero es de 19000 kg/cm<sup>2</sup>. El número de traveses varía de 4 a 7 dependiendo del claro que va de 15 a 30 m. En los últimos treinta años la mayoría de los puentes con estos claros han sido construidos con este sistema.

En el trabajo de Jara et al (2008). Se menciona una cuarta publicación de planos de proyectos tipo por la SAHOP en 1981 correspondientes a caminos rurales. En esta publicación se encuentran puentes de concreto reforzado de losa maciza de sección trapecial y losa sobre nervaduras, Las características principales de estos puentes se muestran en la tabla 6.2b.

Los apoyos en estos planos son de neopreno para claros de 7 a 30 m. El peralte de los apoyos es de 1.3 cm para el fijo y 2.8 cm para el móvil, este último es reforzado con acero, estas dimensiones se aplican a todos los claros. La longitud de asiento va de los 58 cm para claros de 10.5 m y llega a los 74 cm para claros de 30 m.

#### **6.4 REPORTE SIPUMEX**

Los reportes SIPUMEX muestran las principales características y el estado en que un puente se encuentra. Esta información es registrada antes de que el puente sea puesto en servicio o después de que ha sido reconstruido, reforzado o reparado; después de esto se hacen inspecciones principales en un periodo que va de uno a seis años, dependiendo de las condiciones del puente, si se sabe que las condiciones de la estructura no son buenas y/o se encuentra expuesto a cargas vivas grandes y constantes, el periodo de inspección se reduce.

Adicionalmente los puentes son inspeccionados en periodos más cortos y tienen trabajos de mantenimiento menor o limpieza por los centros S.C.T. locales, sin embargo estas actividades no alteran el registro en el sistema SIPUMEX.

En el trabajo de Jara J.M. et al (2008) “Desarrollo de un procedimiento para Reducir la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes en México” se recabó información de 76 reportes SIPUMEX de puentes localizados en 12 estados diferentes de la república los cuales se encuentran en zonas de alta, moderada y baja sismicidad. Con estos datos se puede tener un panorama general de las características de las superestructuras de puentes en México que se comentará en los siguientes párrafos. Cabe destacar que todos estos puentes recabados han sido objeto de reparación y/o mantenimiento de algunos de los elementos que forman la estructura.

En lo que respecta al año de construcción, poco más del 75 % de los puentes analizados fueron construidos entre los años de 1940 y 1960, el resto se reparte en puentes construidos entre los años de 1930 y 1940, y entre los años 1980 al año 2000. El periodo con mayor número de puentes coincide con los años en los que se construyeron puentes utilizando los planos de proyectos tipo.

La longitud total del puente es otro parámetro que se evaluó en el trabajo de Jara et al. (2008). Un 27.55% de los puentes tienen una longitud total que va de los 30 a los 45 m. Esta longitud puede ser un buen parámetro para evaluar la importancia de los puentes, entre mayor longitud total más importante es el puente. Sólo el 2.55 % de los puentes tiene una longitud total mayor a los 200 m, y más del 60 % son puentes con claros menores a 45 m.

Analizando los resultados anteriores y sabiendo que muchos puentes están formados por varios claros, se puede predecir que la mayor parte de los puentes están compuestos por claros pequeños. De acuerdo con los reportes SIPUMEX evaluados por Jara et al. (2008), 34.29 % corresponde a puentes con claros máximos de 10 m, 44.29 con claros máximos entre los 10 y los 25 m, 17.14 % para puentes con claro máximo entre 25 y 35 m y el resto corresponde a

puentes con claros máximos entre 35 y 45 m. Como se puede ver la mayoría de los puentes están formado por claros pequeños.

En lo que respecta a los apoyos de estos puentes, 34.15 % son apoyos de Neopreno, 53.66 % de cartón asfaltado y el resto está repartido en apoyos con placas de acero, mecedora de concreto y mecedora de acero. Actualmente los apoyos de cartón asfaltado ya no se usan en puentes nuevos debido a su rápido deterioro y están siendo sustituidos por apoyos de neopreno que tienen mayor durabilidad y mejor comportamiento.

## CAPITULO 7

### CRITERIOS PARA LA SECCIÓN DEL SISTEMA DE REFUERZO

Es reconocido a nivel mundial que los puentes son elementos clave de la infraestructura de un país para su desarrollo económico y social, además de que el buen funcionamiento de estas estructuras se ve amenazado por incrementos de las cargas vivas y por la ocurrencia de fenómenos naturales peligrosos como son la ocurrencia de terremotos y huracanes. Por otro lado, el costo de la construcción de un puente es muy grande por lo que resulta atractivo explorar medidas de prevención para planear trabajos de rehabilitación y/o refuerzo de los elementos estructurales que lo conforman, con la finalidad de reducir la posibilidad de daños importantes que se puedan presentar y evitar pérdidas humanas y consecuencias económicas graves. En países como México, existe una gran limitación de recursos económicos necesarios para dar un correcto mantenimiento a la infraestructura existente, mucho más para construir nuevos puentes o desarrollar metodologías para rehabilitar y/o reforzar estructuras basadas en estudios que involucren tanto el riesgo como el costo-beneficio y que marquen el camino que permita prevenir estados límite de daño mediante la elección más óptima de la técnica de rehabilitación y/o refuerzo con respecto a su funcionalidad y costo.

Una vez que se ha decidido rehabilitar una estructura, es importante explorar las diferentes opciones con que se cuente, estas pueden considerar diferentes parámetros o una combinación de ellos, y dentro de estas debe elegirse la que presente la mejor alternativa como función de los criterios de selección establecidos al inicio del problema. El problema se plantea estableciendo una función objetivo que incorpora criterios de selección con base en el costo, la duración y el incremento de la capacidad que se pueda ofrecer con cada una de las técnicas de refuerzo elegidas para un problema particular.

Las tendencias actuales de los criterios de selección buscan hacer inversiones inteligentes con base en el comportamiento esperado a lo largo de la vida útil de la estructura y los beneficios

que esta pueda ofrecer, tanto sociales como económicos, más que en el costo final por sí mismo. Las tendencias de hoy en día provienen de los países desarrollados donde se han creado programas para evaluar el daño y para la rehabilitación sísmica de puentes (CALTRANS, 2003, y USDOT, 2007), además de las contribuciones de varios investigadores en modelos probabilísticos que permiten evaluar el costo de la vida útil de puentes rehabilitados para mitigar el riesgo sísmico considerando los costos de mantenimiento (Furuta et al, 2006, Sato et al, 2004, Takahashi et al, 2004, y Thoft-Christensen, 1996), debido a la dificultad que se tiene en dar un valor monetario a la vida de un ser humano muchos trabajos no incluyen esta variable en su propuesta de modelo costo-beneficio. Existen varias metodologías desarrolladas para evaluar la relación costo-beneficio para diferentes técnicas de refuerzo de puentes dañados por eventos sísmicos. Sin embargo, no se ha encontrado hasta el momento metodologías probabilísticas propuestas para rehabilitaciones relacionadas con daños causados por cambios de cargas vivas, razón que la que surge el interés de trabajar en esta área particular. Un ejemplo de modelos probabilistas para estimar el costo-beneficio de puentes ante peligro sísmico es el propuesto por Padgett et al (2009), cuyas bases describimos a continuación.

La propuesta considera el peligro sísmico, el comportamiento del puente, los costos asociados con el daño que se puede presentar en el puente y los costos de refuerzo. No incluyen los costos debidos al mantenimiento, por lo que su propuesta permite realizar análisis costo-beneficio que muestra los costos de refuerzo esperados cuando se presentan daños en los puentes debidos a la acción de temblores. El modelo se basa en la estimación del costo que tiene el ciclo de vida del puente ante la ocurrencia de temblores, y el desarrollo de análisis costo-beneficio basados en el riesgo que se tiene a lo largo de la vida útil de la estructura. En la primera parte se tiene que evaluar la incertidumbre que se tiene en la ocurrencia de sismos y el daño que pueden ocasionar en los puentes, lo cual se estima por lo general mediante la aceleración máxima esperada del terreno (PGA), mediante curvas de peligro sísmico que representan la probabilidad de exceder valores específicos de la PGA, representados por:

$$H(a) = P[PGA > a]$$

Una vez estimado el peligro sísmico se desarrollan modelos de fragilidad para evaluar la probabilidad de exceder diferentes estados límite, lo cual nos da por resultado una medida cuantitativa de la vulnerabilidad de un puente ante diferentes condiciones de refuerzo e intensidad de la demanda sísmica, es decir diferentes escenarios de los estados de daño esperados. En las normas se definen en forma general cuatro estados límite de daño: ligero, moderado, extenso y colapso. En la metodología propuesta, las curvas de fragilidad se estiman mediante una distribución lognormal que nos permite evaluar la probabilidad de alcanzar o exceder diferentes estados de daño (DS) condicionados a alcanzar una aceleración máxima en el suelo:

$$P[DS \geq ds | PGA = a] = \Phi \left( \frac{\ln(PGA) - \ln(med_{sys})}{\zeta_{sys}} \right)$$

donde  $med_{sys}$  es el valor medio de la fragilidad del sistema de un puente sus unidades son función de la gravedad,  $\zeta_{sys}$  es el logaritmo natural de la de la desviación estándar de la fragilidad del sistema, y  $\Phi(\cdot)$  es la función de densidad acumulada de la distribución normal estándar. Para estimar la probabilidad anual de exceder cada uno de los estados límite considerados se utiliza la definición previa de fragilidad, de donde tenemos

$$P_{Af} = \int P[DS \geq ds | PGA = a] \left| \frac{dH(a)}{da} \right| da$$

Para modelar la ocurrencia de temblores se asume que el proceso de ocurrencia corresponde a un proceso de Poisson (hipótesis no aplicable totalmente en México) para estimar el valor esperado del costo del ciclo de vida de un puente. Con base en lo anterior, el valor esperado del costo del ciclo de vida ante daños ocasionados por efectos sísmicos en dólares al día de hoy lo expresan como:

$$E[LCC] = \frac{1}{\alpha T} (1 - e^{-\alpha T}) \sum_{j=1}^4 (-C_j [\ln(1 - P_{Tfj}) - \ln(1 - P_{Tfj+1})])$$

donde  $j$  es el estado de daño,  $T$  es el ciclo de vida remanente del puente,  $C_j$  es el costo asociado al estado de daño  $j$ , y  $P_{Tfj}$  es la probabilidad de que en el año  $T$  se exceda el estado de daño  $j$ , que se estima como:

$$P_{TFj} = 1 - (1 - P_{Af})^T$$

La variable se utiliza para ajustar los precios debido a la inflación, la cual convierte costos futuros a valor presente. En su formulación no se incluye el costo inicial de la construcción del puente, solamente permite estimar el costo generado por daños ocasionados por la acción de eventos sísmicos en el ciclo de vida del puente. Es importante remarcar que una de las hipótesis de la propuesta es que después de la ocurrencia de terremoto, siempre se restaura el puente a su estado original, así como que fragilidad sísmica no cambia con el tiempo.

En la segunda parte del modelo se realizan los análisis de riesgo basados en la relación costo beneficio, el beneficio proporcionado por cualquiera de las propuestas de refuerzo es evaluada como la diferencia entre el valor presente esperado de perdidas sin refuerzo ( $LCC_{as-built}$ , y el valor presente de las perdidas con refuerzo,  $LCC_r$ , como se indica en la siguiente expresión:

$$Benefit_r = E[LCC_{as-built}] - E[LCC_r]$$

La relación costo-beneficio ( $CBR_r$ ) para un tipo de refuerzo particular se estima como la relación entre el valor presente neto de la inversión en refuerzo ( $Benefit_r$ ) y el costo inicial de refuerzo ( $Cost_r$ ),

$$CBR_r = \frac{Benefit_r}{Cost_r}$$

La relación costo beneficio propuesta es una medida financiera de la recuperación de cada dólar invertido en el refuerzo sísmico considerado, valores grandes positivos indican recuperación de la inversión, así que el valor más grande representa el mayor ahorro que se

puede tener en pérdidas sobre lo que le resta de vida a la estructura por dólar de inversión en mantenimiento. Aún resultados menores que la unidad pueden representar beneficios, como es el caso donde la acción de refuerzo significa evadir pérdida de vidas humanas.

Con base en la metodología anteriormente descrita sería conveniente modificar la propuesta a las condiciones de México para presentar modelos probabilístico para la selección de técnicas de refuerzo comúnmente utilizadas en la superestructura y subestructura de puentes carreteros. Los resultados de estos análisis podrían ser usados por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, encargada de la construcción y mantenimiento de las carreteras Federales, para tomar decisiones sustentadas para la rehabilitación y refuerzo de puentes. Con base en esta premisa es que el objetivo de este trabajo es comenzar a desarrollar las bases necesarias (base de datos del comportamiento de cuatro tipos de refuerzo utilizados para la subestructura de puentes carreteros) para en un futuro cercano ofrecer a la dependencia antes mencionada, una metodología con bases probabilistas y fácil de implementar en la práctica profesional para la selección de la técnica de rehabilitación más óptima para cada uno de los problemas que pueden presentar los puentes existentes ocasionados tanto por cambios en cargas vivas como accidentales.

## CAPITULO 8

### EJEMPLO DE APLICACIÓN

#### 8.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE A REPARAR

El puente La Huacana II se encuentra en el kilómetro 122 + 930 de la carretera Quiroga – Tepalcatepec en el tramo Ario de Rosales – Tepalcatepec. Este puente cruza el río Huamito en la cercanía del poblado de la Huacana. El camino al que pertenece es tipo C.

La subestructura del puente está formada por estribos de mampostería de tercera clase y una corona con muro de respaldo de concreto. La superestructura la compone un tramo de losa de concreto de 20 cm de espesor apoyada sobre dos nervaduras de concreto reforzado, de 23 m de claro, rigidizadas por dos diafragmas interiores y dos diafragmas exteriores, los primeros van a un tercio de la longitud de la trabe y los exteriores en los extremos en la zona de apoyos.

El puente tiene un ancho de calzada de 6.7 m y banquetas a los lados de 0.65 m, dando un ancho total del puente de 8 m. Los apoyos, que sirven para transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura, son mecedoras de acero. El parapeto está compuesto por vigas y pilastras de concreto. La resistencia del concreto en la losa, nervaduras y diafragmas es de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  para el acero de refuerzo. En las figuras 8.1 y 8.2 se pueden observar respectivamente, la elevación y un corte transversal del puente.

De acuerdo con las características del puente y el tipo de camino en el que está, se considera que fue diseñado con un camión HS-15 y que podría requerir refuerzo adicional para resistir las demandas actuales de carga viva, la carga viva de diseño para este caso corresponde a un camión T3-S2-R4, por el claro de puente que se tiene.

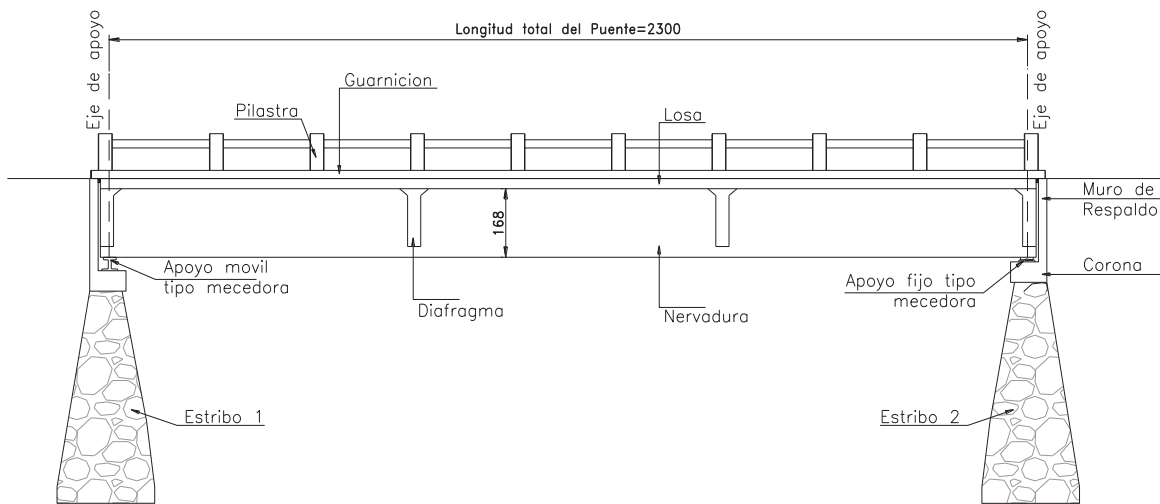


Figura 8.1 Elevación del puente

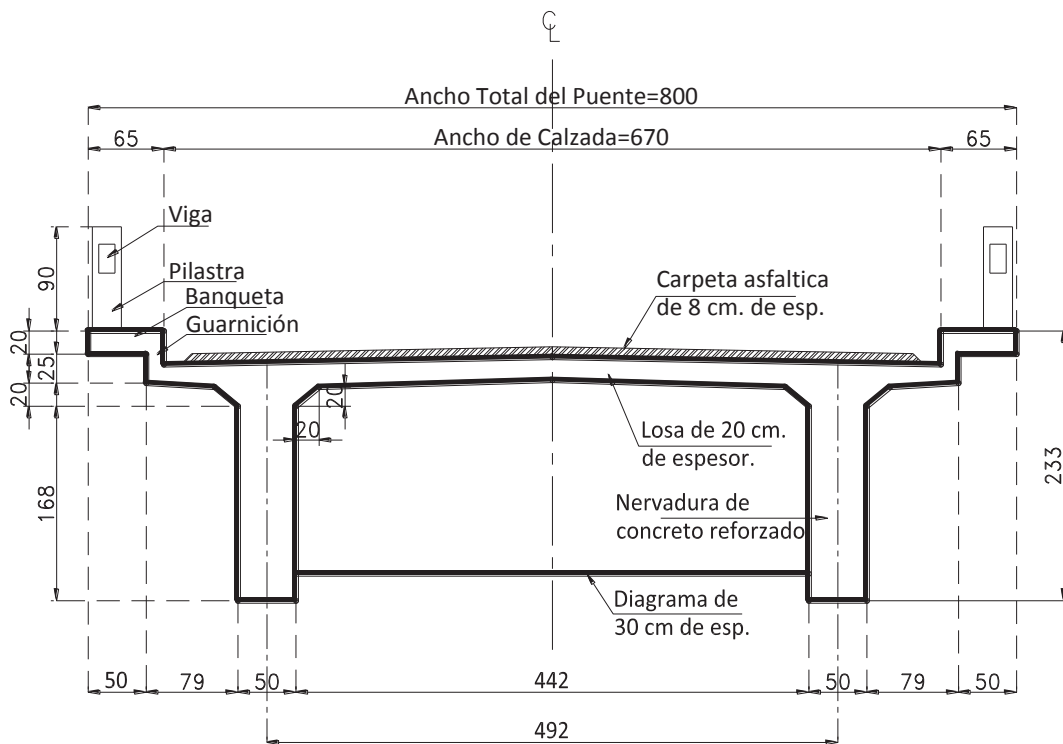


Figura 8.2 Sección transversal del puente

## 8.2 ANÁLISIS DE CARGAS Y OBTENCIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS

### 8.2.1 MOMENTO POR CARGA MUERTA

En la tabla 8.1 se muestran los elementos de la superestructura considerados como carga muerta, de donde se obtienen tanto el peso total del puente como el peso por metro de longitud de puente.

TABLA 8.1 Análisis de cargas

Elemento	Peso volumétrico (t/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso total (t)	Peso por metro de long. (t/m)	
Asfalto	2.2	6.7 x 0.08 x 23 =	13.87	30.51	1.33
Losa	2.4	6.7 x 0.2 x 23 =	30.82	73.97	3.22
Guarnición	2.4	0.15 x 0.45 x 23 x 2 guarn. =	3.11	7.45	0.32
Banqueta	2.4	0.50 x 0.20 x 23 x 2 banq. =	4.60	11.04	0.48
Trabes	2.4	0.50 x 1.85 x 23 x 2 trabes. =	21.28	51.06	2.22
Diafragmas	2.4	0.3 x 1.88 x 4.42 x 2 diaf. =	4.99	11.97	0.52
<i>Parapeto</i>					
Pilastras	2.4	0.35 x 0.25 x 0.90 x 18 pilastras =	1.58	3.78	0.16
Vigas	2.4	0.14 x 0.25 x 23 x 2 vigas =	1.61	3.86	0.17
SUMA=			193.64	8.42	

Como el refuerzo de la superestructura del puente se analiza en una sola trabe, se requiere estimar la carga que le corresponde a su ancho tributario, esta se muestra a continuación:

$$\text{Peso total por trabe} = 96.82 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de trabe por metro de longitud} = 4.21 \text{ t/m}$$

Con esta carga se obtiene el momento por carga muerta máximo. La figura 8.3 muestra el diagrama de momento a lo largo de la viga ocasionado por la carga muerta.

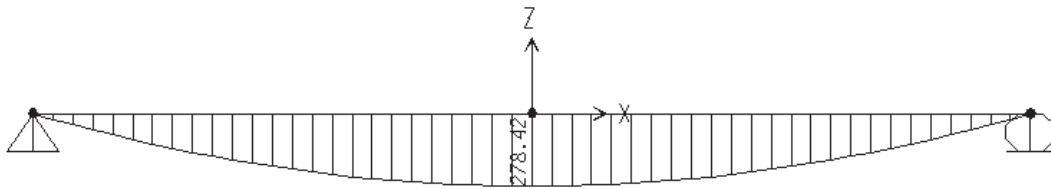


Figura 8.3 Diagrama de momento efecto de la carga muerta

Momento máximo por carga muerta:

$$M_{cm} = 278.42 \text{ t-m}$$

### 8.2.2 MOMENTO POR CARGA VIVA

Para la obtención de los momento por carga viva se utilizaron los camiones HS-15 y T3-S2-R4, el primer camión se consideró como carga viva de diseño original del puente y el segundo camión como el tránsito vehicular que actualmente transita en la carretera, el resultado del análisis mostró que el segundo camión es el que produce el momento máximo de los vehículos que circulan actualmente y que son utilizados para el diseño de puentes (HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4). Para evaluar los momentos últimos que generan estos camiones, se buscó la posición que produjera el factor de distribución (*F.D.*) más desfavorable en cada uno de ellos, es decir el valor más grande, como se muestra en la figura 8.4.

En las figuras 8.5 y 8.6 se muestran los diagramas de momento flexionante, así como los valores máximos correspondientes a los camiones HS-15 y T3-S2-R4. Estos diagramas representan la envolvente de los valores máximos en cada tramo de viga producidos por el paso de alguno de los camiones.

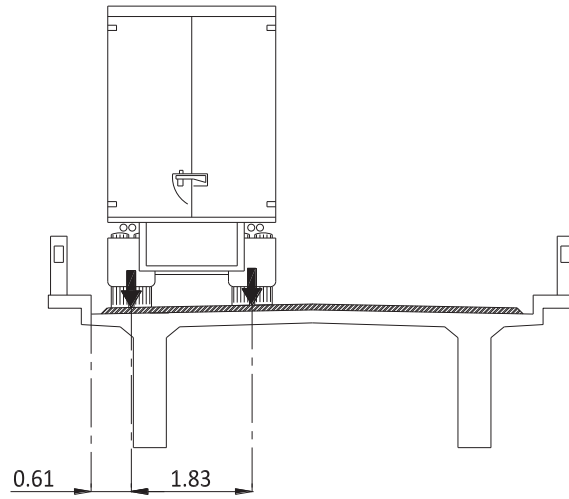
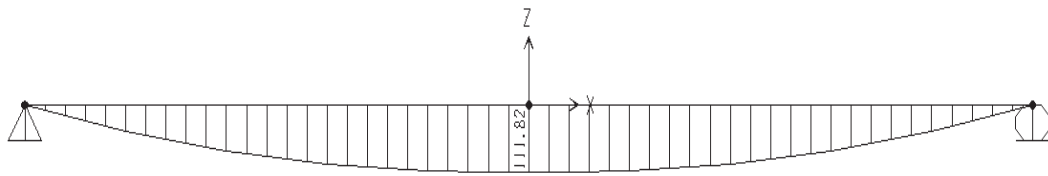
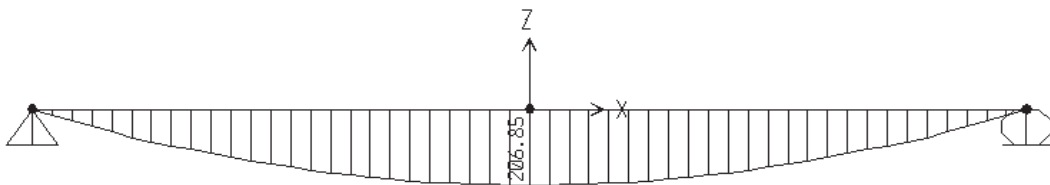


Figura 8.4 Posición crítica de la carga viva para el cálculo del FD



$$M_{\max} = 111.82 \text{ t m}$$

Figura 8.5 Diagrama de momento correspondiente al camión HS-15



$$M_{\max} = 206.85 \text{ t m}$$

Figura 8.6 Diagrama de momento correspondiente al camión T3-S2-R4

El momento máximo que le corresponde a una sola trabe se obtuvo multiplicando el momento de carga viva por el factor de distribución debido a la posición del camión indicada en la figura 8.4, de donde se obtuvo un factor de:

$$F.D. = 0.87$$

Momento de diseño original máximo por carga viva correspondiente al camión HS-15 en la trabe:

$$M_{HS-15} = 97.28 \text{ t m}$$

Momento máximo por carga viva debido a la carga actual correspondiente al camión T3-S2-R4:

$$M_{T3-S2-R4} = 179.96 \text{ t m}$$

### **8.3 MOMENTOS ORIGINAL (*MR*) Y *MU* PARA LA CV ACTUAL**

El momento resistente del puente antes de ser reforzado debe ser igual o mayor al momento que produce el camión HS-15, considerado como la carga viva tipo utilizada en el diseño inicial del puente, en este caso se consideró que el momento resistente es igual al momento último para estimar la cantidad de acero existente en el puente, esta hipótesis se hace debido a que no se tiene información de la cantidad de acero de refuerzo con que fue construido el puente en estudio. Para obtener los momentos últimos se utilizó la siguiente fórmula incorporando cuidadosamente los factores de amplificación estipulados en las normas AASHTO:

$$Mu = 1.3(Mcm + 1.67 \times I \times Mcv)$$

El factor de impacto para una longitud de claro de 23 m se obtiene de acuerdo con la siguiente fórmula propuesta en las normas AASHTO, correspondiente a:

$$I = \frac{15.24}{L+38.1} \leq 30$$

$$I = 0.245$$

Obteniéndose de esta forma un momento último de diseño original del puente de:

$$Mu = 1.3(278.42 + 1.67 \times 1.245 \times 97.28)$$

$$Mu_{HS-15} = 625.80 \text{ t m}$$

∴ El momento resistente original  $Mr$  es:

$$Mr = 625.80 \text{ t m}$$

El momento último actual que produce el camión T3-S2-R4 es el siguiente:

$$Mu = 1.3(278.42 + 1.67 \times 1.245 \times 179.96)$$

$$Mu = 850.06 \text{ t m}$$

El valor del momento último puede verse incrementado dependiendo del tipo de refuerzo que se esté utilizando, como en el caso de la sobrelosa y del encamisado de concreto debido a la adición de material de concreto en la superestructura.

Comparando el momento resistente original con el momento último actual se tiene una resistencia a flexión menor en un 26 %. Para cubrir este incremento en la demanda, producto del cambio de carga viva, se diseña el refuerzo requerido con las cuatro técnicas de

rehabilitación descritas en el capítulo 5 (sobrelasa, encamisado de concreto, encamisado con placas de acero y presfuerzo externo).

La estimación del área de acero de refuerzo existente se hizo considerando que la trabe contiene la cuantía de acero exacta para resistir las demandas del camión HS-15, además de que esta cuantía de acero está distribuido en cuatro capas. La sección transversal de la trabe se considera como tipo T, debido a que la losa esta colada monolíticamente y por lo tanto contribuye en la resistencia a flexión de este elemento estructural, con esta consideración se calculó el ancho efectivo como lo especifican las normas AASHTO. En la figura 8.7 se muestra la sección transversal de la trabe equivalente y la distribución del acero de refuerzo.

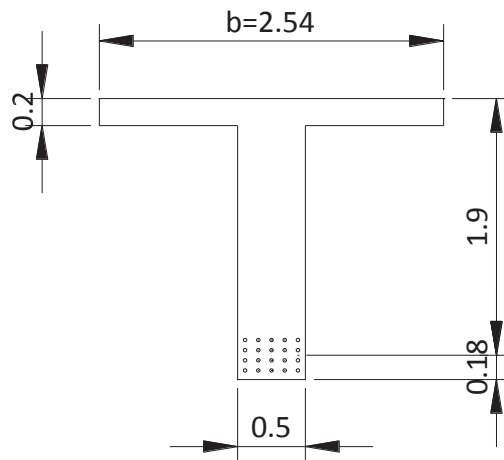


Figura 8.7 Sección transversal de la trabe

Con estas características y utilizando la fórmula de  $M_r$  indicada en las normas AASHTO, se encontró el área de acero requerida para que la trabe sea capaz de resistir el momento último

generado por el camión HS-15. El cálculo de la cuantía de acero se hizo por medio de iteraciones hasta igualar el  $M_r$  con el  $M_u$ .

Datos:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 254 \text{ cm}$$

$$b_w = 50 \text{ cm}$$

$$h_f = 20 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Procedimiento iterativo consta de los siguientes pasos:

1. Proponer un área de acero  $A_s$
2. Revisar si se comporta la viga como sección T

Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos para secciones T

$$c = \frac{A_s f_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w}$$

$$a = 0.85c$$

Si  $a > h_f$  trabaja como sección T de lo contrario trabaja como sección rectangular.

3. Si la sección trabaja como sección T calcular  $M_r$  si no pasar al inciso 4.

$$M_r = \phi \left[ A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) - 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

Pasar al punto 6

4. Si la sección trabaja como sección rectangular recalculer la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos con la siguiente fórmula.

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b}$$

$$a = 0.85c$$

5. Calcular  $Mr$  para viga trabajando como sección rectangular.

$$Mr = \phi \left[ A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \right]$$

6. Si  $Mr \cong Mu$ , se acepta el área propuesta de lo contrario regresar al punto 1.

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente se obtuvo que la cuantía de acero requerida en la sección es:

$$A_s = 86.4 \text{ cm}^2 \text{ y } Mr = 625.8 \text{ t m}$$

## 8.4 REFUERZO DEL PUENTE

### 8.4.1 REFUERZO CON SOBRELASA

Como se vio en el capítulo 5, la sobrelosa no resultó ser una buena alternativa de refuerzo para incrementar la resistencia de momento de puentes con características como las del puente en estudio, sin embargo se calculará el momento resistente con esta técnica para espesores de 5, 10 y 15 cm (figura 8.8), de esta manera observaremos la influencia que se tiene en el momento resistente original. Para calcular el  $Mr$  se utilizó la fórmula 5.1 considerando el área de acero original e incrementando el peralte de la trabe debido a la sobrelosa, también se calculó el  $Mu$

correspondiente a cada espesor de sobrelosa y considerando el camión T3-S2-R4. En la tabla 8.2 se muestran los resultados obtenidos.

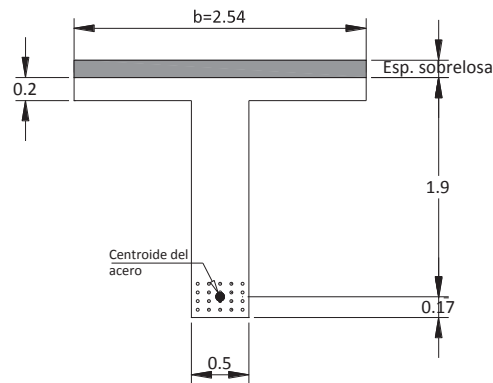


Figura 8.8 Trabe reforzada con sobrelosa

Tabla 8.2 Resultados de  $M_r$  para cada espesor de sobrelosa

Espesor de sobrelosa (cm)	$M_r$ (t m)	$M_u$ (t m)	$M_r/M_u$	CV
0	625.80	625.80	1.00	HS-15
5.00	642.13	974.86	0.66	T3-S2-R4
10.00	658.46	1099.66	0.60	T3-S2-R4
15.00	674.79	1224.46	0.55	T3-S2-R4

Como se puede observar el momento último resulta mayor que el momento resistente y conforme la sobrelosa es mayor la relación  $M_r/M_u$  va disminuyendo, por lo tanto este tipo de refuerzo no debe utilizarse para este puente.

#### 8.4.2 REFUERZO CON ENCAMISADO

##### a) Encamisado con concreto

El refuerzo con encamisado de concreto se propuso con un recubrimiento de 5 cm a los lados y 10 cm en la parte inferior donde se colocará el acero de refuerzo adicional. Para encontrar el área de acero adicional necesaria para resistir el momento último con la carga del camión T3-

S2-R4, localizado en la parte inferior de la trabe, se realizaron iteraciones utilizando la ecuación 5.1, en este proceso el peralte variaba dependiendo de la posición del centroide del acero. En la figura 8.9 se muestran las características de la sección transversal de la trabe usando el encamisado de concreto.

En este caso de refuerzo el momento último también aumento debido al peso del concreto adicional por el encamisado, además del cambio de carga viva mencionado anteriormente.

Para el cálculo del área de acero necesaria se utilizó el algoritmo descrito anteriormente modificando el peralte efectivo en cada iteración, de acuerdo con el centroide del acero existente y el acero propuesto.

En este caso el momento último aumento considerando el peso del concreto en el encamisado

$$M_u = 901.23 \text{ t m}$$

Después de proponer varias áreas de acero para igualar los momentos  $M_r = M_u$  se obtuvo la siguiente área de acero:

$$A_s = 34.72 \text{ cm}^2$$

Se propone usar 12 vars. de  $\phi=3/4"$  como refuerzo por flexión en el recubrimiento.

$$12 \text{ vars. } \phi 3/4" = 34.2 \text{ cm}^2 \quad M_r = 897.19 \text{ t m}$$

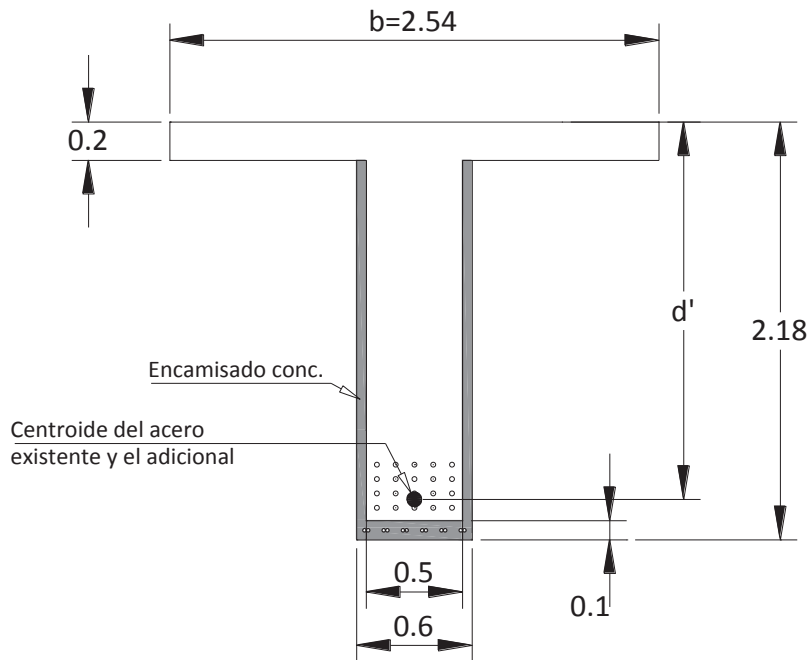


Figura 8.9 Trabe reforzada con encamisado de concreto

### b) Encamisado con placas

En este caso se propusieron espesores y anchos de placa diferentes hasta aproximar el momento resistente al momento último. La figura 8.10 muestra la localización de las placas de acero en la sección transversal. El cálculo de  $M_r$  para un área de placa específica se hizo mediante la fórmula 5.1 modificada, donde se le agregó la fuerza correspondiente a las placas y su brazo de palanca producto de la adición de las placas de acero. El tipo de acero utilizado en el diseño de las placas corresponde a un  $f_s = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .

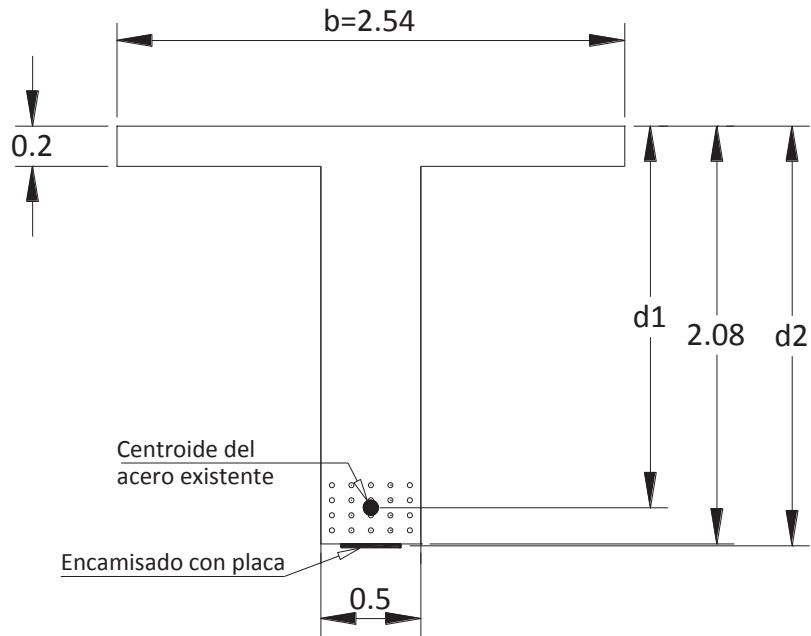


Figura 8.10 Trabe reforzada con encamisado de acero

En este caso se utilizó también el algoritmo descrito en el cálculo de la resistencia original pero ahora variándose solamente el área de la placa y la distancia del centroide de la placa a la fibra más alejada en compresión, estos términos se agregaron en las fórmulas como se presenta a continuación:

Términos agregados:

$A_{pl}$  = Área de placa

$d_{pl}$  = Distancia del centroide de la placa a la fibra superior en compresión

$f_s$  = Resistencia a la fluencia de la placa

Cálculo de la distancia del eje neutro a la fibra en compresión como viga T y del  $M_r$ :

$$c = \frac{A_s f_y + A_{pl} f_s - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w}$$

$$Mr = \phi \left[ A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + A_{pl} f_{pl} \left( d_{pl} - \frac{a}{2} \right) - 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

Cálculo de la distancia del eje neutro a la fibra en compresión como viga rectangular y del  $Mr$ :

$$c = \frac{A_s f_y + A_{pl} f_s}{0.85 f'_c \beta_1 b_w}$$

$$Mr = \phi \left[ A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + A_{pl} f_{pl} \left( d_{pl} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

Área de placa requerida considerando que tiene un espesor de 3/4 “

$$\text{Área de placa} = 58.04 \text{ cm}^2$$

Placa propuesta

Placa de 3/4" de espesor y 30 cm de ancho

$$\text{Área de la placa} = 57.15 \text{ cm}^2$$

Momento resistente

$$Mr = 845.87 \text{ t m}$$

Momento último con camión T3-S2-R4

$$Mu = 850.06 \text{ t m}$$

Como se puede observar, la placa propuesta se aproxima considerablemente al  $M_u$  por lo que se considera adecuada.

### 8.4.3 REFUERZO CON PRESFUERZO

Por último se calculó el refuerzo de la trabe con presfuerzo exterior, considerando que este tomará la diferencia de momentos debido a cambios de la carga viva. Las pérdidas en el presfuerzo se consideran de un 10 % para pérdidas instantáneas y de un 20 % para las pérdidas de largo plazo, quedando dentro de los límites indicados en la sección 9.16.2.2 de las normas AASHTO (2002). El trazo del cable se muestra en la figura 8.11.

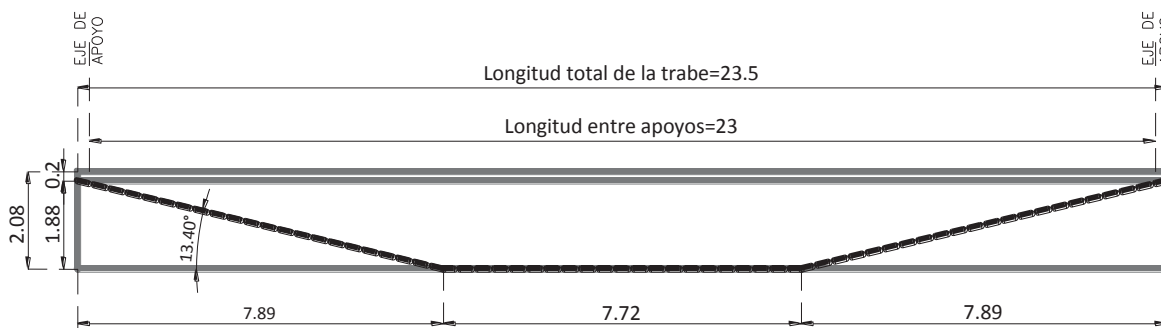


Figura 8.11 Trazo del cable de presfuerzo

En la figura 8.12 se muestra la geometría de la sección transversal de donde se obtienen las siguientes propiedades:

$$A = 14480 \text{ cm}^2$$

$$I = 63524363.90 \text{ cm}^4$$

$$Y = 208 \text{ cm}$$

$$Y_{sup} = 130.49 \text{ cm}$$

$$Y_{inf} = 77.51 \text{ cm}$$

$$S_s = 819523 \text{ cm}^3$$

$$S_i = 486828 \text{ cm}^3$$

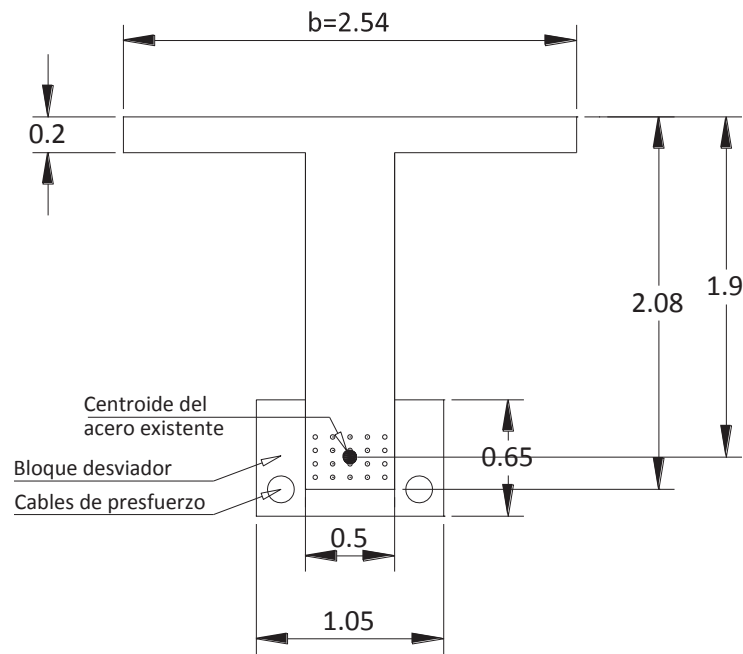


Figura 8.12 Trabe reforzada con presfuerzo

El área de acero de presfuerzo se encontró considerando que los cables toman solamente la diferencia de momento último actual y momento resistente original. Con base en la geometría propuesta se calculó la fuerza de presfuerzo tomando en cuenta las pérdidas y con esto el área.

Datos:

$$f_r = 19000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (resistencia a tensión)}$$

$$f_o = 0.7 f_r \text{ (esfuerzo de tensión)}$$

$$f_o = 13,300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta = 13.40^\circ$$

$dh$  = distancia horizontal en la parte donde el cable es inclinado

$$dh = 789 \text{ cm}$$

$$li = 10 \% \text{ (Perdidas instantáneas)}$$

$$lf = 20 \% \text{ (Perdidas permanentes)}$$

$$Mu_{HS-15} = 625.80 \text{ t m}$$

$$Mu_{T3-R2-S4} = 850.06 \text{ t m}$$

1. Calculo de la fuerza del presfuerzo después de las pérdidas totales

$$M_{pres} = Mu_{T3-R2-S4} - Mu_{HS-15} \quad (1)$$

$$M_{pres} = F_v (dh) \quad (2)$$

$$F_v = \text{sen} \theta (F_f)$$

$$F_f = Asp (f_f)$$

$$\therefore F_v = \text{sen} \theta (Asp (f_f)) \quad (3)$$

Sustituyendo (1) y (3) en (2)

$$(Mu_{T3-R2-S4} - Mu_{HS-15}) = \text{sen} \theta (Asp (f_f))(dh)$$

Despejando  $Asp$

$$Asp = (Mu_{T3-R2-S4} - Mu_{HS-15}) / ((f_f)(dh)(\text{sen} \theta)) \quad (4)$$

Sustituyendo los valores tenemos que el área requerida es:

$$f_f = f_o - f_o(l_f)$$

$$f_f = 13,300 - 13,300 (0.20)$$

$$f_f = 10,640 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sp} = (850.06 - 625.80) * 10^5 / ((10640)(789)(\text{sen}13.4))$$

$$A_{sp} = 11.52 \text{ cm}^2$$

Se propone usar 2 cables 6T13, los dos cables proporcionan un área total  $A_{sp} = 11.85 \text{ cm}^2$ .

### Revisión de esfuerzos

La revisión de los esfuerzos de compresión (-) y de tensión (+) en el concreto se hace mediante dos condiciones diferentes que se describen a continuación:

**Primera condición.** Considere que el presfuerzo solamente ha tenido pérdidas instantáneas del orden del 10% sin aplicar las cargas vivas.

a) Parte superior

$$-\frac{F_i}{A} + \frac{F_{ie}}{S_s} - \frac{M_{cm}}{S_s} = f_i$$

$$F_i = A_{sp} * f_i$$

$$f_i = f_o - f_o(l_i)$$

$$f_i = 13300 - 13300(0.1) = 11970 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_i = 11.52 (11970) = 137.89 \text{ t}$$

$$-\frac{137.89}{14480} + \frac{137.89(77.51)}{819523} - \frac{278.42 \times 10^5}{819523} = -33.96 \text{ kg/cm}^2$$

b) Parte inferior

$$-\frac{F_i}{A} - \frac{F_{ie}}{S_i} + \frac{M_{cm}}{S_i} = f_i$$

$$-\frac{137.89}{14480} - \frac{137.89(77.51)}{486828} + \frac{278.42 \times 10^5}{486828} = +57.22 \text{ kg/cm}^2$$

En la fibra superior resultaron esfuerzos de compresión, mientras que en la fibra inferior estos corresponden a tensión. Estos esfuerzos deberán ser comparados con los permisibles.

$$f_{perm \text{ comp}} = 0.55 f^c = 0.55(250) = -137.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{perm \text{ comp}} < f_i; \text{ si pasa}$$

$$f_{perm \text{ tensión}} = 0.80 \sqrt{250} = 12.65 \text{ kg/cm}^2; \text{ no pasa}$$

**Segunda condición.** Considere que el presfuerzo ha sufrido el total de las pérdidas permanentes correspondientes a un 20% al aplicar la carga viva y la carga muerta.

a) Parte superior

$$-\frac{F_i}{A} + \frac{F_{ie}}{S_s} - \frac{M_{cm}}{S_s} - \frac{M_{cv(T3-S2-R4)}}{S_s} = f_f$$

$$-\frac{137.89}{14480} + \frac{137.89(77.51)}{819523} - \frac{278.42 \times 10^5}{819523} - \frac{179.96 \times 10^5}{819523} = -55.92 \text{ kg/cm}^2$$

b) Parte inferior

$$-\frac{F_i}{A} - \frac{F_{ie}}{S_i} + \frac{M_{cm}}{S_i} + \frac{M_{cv(T3-S2-R4)}}{S_i} = f_f$$

$$-\frac{137.89}{14480} - \frac{137.89(77.51)}{486828} + \frac{278.42 \times 10^5}{486828} + \frac{179.96 \times 10^5}{486828} = +151.29 \text{ kg/cm}^2$$

Al igual que en la primer condición, en la fibra superior se presentan esfuerzos de compresión y en la fibra inferior esfuerzos de tensión, los cuales serán revisados para el caso de pérdidas totales incluyendo cargas vivas y muertas.

$$f_{perm \text{ comp}} = 0.45f'_c = 0.45(250) = -112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{perm \text{ comp}} < f_i; \text{ si pasa}$$

$$f_{perm \text{ tensión}} = 1.6 \sqrt{250} = 25.30 \text{ kg/cm}^2; \text{ no pasa}$$

Los esfuerzos de tensión en la fibra inferior resultaron ser mayores que los permisibles, por lo tanto se revisará que el acero de refuerzo resista estos esfuerzos.

Se calcula el momento que generan los esfuerzos máximos excedentes de tensión aplicando la fórmula de la escuadría.

$$M = \sigma S i$$

$$\sigma = 151.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \sigma S$$

$$M = 151.29 (486828) = 73.65 \text{ t m}$$

Área de acero necesaria para tomar el momento excedente:

$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{73.65 \times 10^5}{1688(77.5)} = 56.29 \text{ cm}^2 < \text{acero existente; si pasa}$$

Como el área de acero propuesta con los dos cables 6T13 es muy aproximada a la que se requiere, se considera que el momento resistente de la trabe con presfuerzo es igualmente aproximado al momento último. Revisando los esfuerzos en el concreto se encontró que los esfuerzos eran mayores a los permisibles, sin embargo el acero existente puede tomarlos adecuadamente.

## 8.5 CONCLUSIONES

En la tabla 8.3 se compara el incremento de momento resistente obtenido en las traveses de acuerdo a cada una de las técnicas de rehabilitación propuestas, esta comparación de resultados nos permite ver la eficiencia y efectividad entre los 4 métodos estudiados. Se comparan los momentos resistentes con y sin refuerzo y el momento último final debido al cambio de carga viva (camión T3S2R4) y al incremento de la carga muerta efecto del incremento de la sección transversal (peso del refuerzo y del concreto). También se comparan los incrementos de momento resistente para cada tipo de refuerzo.

Tabla 8.3 Comparación de la resistencias alcanzadas en cada tipo de refuerzo

Tipo de refuerzo	Mr inicial (t m)	Mu final (t m)	Mr con refuerzo (t m)	% $\Delta$ Mr	Observaciones
Sobrelosa	625.8	974.86	642.13	3	Losa de 5 cm de espesor
Enc. Conc.	625.8	901.23	897.19	43	12 vars. f3/4" = 34.2 cm <sup>2</sup>
Enc. Placas	625.8	850.06	845.87	35	PL 3/4" x 30 cm = 57.15 cm <sup>2</sup>
Presfuerzo	625.8	850.06	850.00	36	2 cables 6T13 = 11.85 cm <sup>2</sup>

Como se puede observar en la tabla la sobrelosa es el sistema de refuerzo que menos aumenta la resistencia a flexión y más incrementa el momento último, no cubriéndose el incremento de resistencia requerido por las demandas actuales debidas al cambio de las cargas vivas. A pesar de que el encamisado de concreto es el que ofrece el mayor incremento de resistencia a flexión de entre las 4 técnicas de rehabilitación estudiadas, aprox. un 43% vs. 35% y 5%, debe tomarse en cuenta al momento de la selección de la técnica de rehabilitación a implementar que se tienen también incrementos importantes en el momento último debidos al peso propio del concreto reforzado utilizado. Los incrementos de resistencia alcanzados con el encamisado de concreto reforzado permiten cubrir sobradamente las demandas de carga viva y carga muerta esperadas. Por último la rehabilitación mediante encamisado con placas metálicas y mediante presfuerzo externo incrementan la resistencia a flexión aproximadamente en un 35%.

Estos dos refuerzos cumplen con las solicitaciones del incremento en la carga viva sin incrementos importantes del peso propio del puente, sin embargo para tomar la mejor decisión de la metodología a implementar es necesario comprar el costo final del proceso de refuerzo, donde no solamente se debe incluir el peso de los materiales a utilizar sino también el costo de la mano de obra y factibilidad de los procesos constructivos.

## CAPITULO 9

### CONCLUSIONES

Los puentes en México que requieren refuerzo por flexión, debido al incremento de la carga viva con la cual fueron diseñados, se construyeron hace más de 30 años. Las características de estos puentes son iguales o similares a los planos de proyectos tipo de puentes de la SOP (1966) y de la SAHOP (1981), dependencias de gobierno federal (ahora SCT). Para estos proyectos se utilizaban como camión de diseño el HS-15 y en sus últimas versiones el HS-15 y HS-20. Actualmente el camión HS-15 está obsoleto mientras que el HS-20 sigue vigente con los camiones T3-S3 y T3-S2-R4 junto con los modelos virtuales propuestos con la SCT.

Los sistemas de refuerzo de puentes más usados en el país para cubrir las demandas de las cargas vivas actuales son: sobrelosa, encamisado con concreto o con placas de acero y presfuerzo externo. Estos cuatro sistemas de refuerzo se analizaron en un total de 217 modelos de puentes representativos de estructuras en México, los cuales son de losa plana maciza, losa plana aligerada, losa sobre traveses tipo AASHTO y losas sobre traveses de concreto reforzado. Las siguientes conclusiones para cada tipo de refuerzo analizado se comentan a continuación:

#### **Sobrelosa**

La sobrelosa se analizó en los cuatro tipos de modelos. En el caso de losa apoyada sobre traveses tipo AASHTO se evaluó la resistencia de la losa existente en dirección transversal.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la sobrelosa mostró un buen comportamiento en puentes de losa plana maciza con incrementos moderados en la resistencia a momento que van desde casi un 3% para claros de 14 m hasta un 21 % para claros de 8m.

En el caso de este tipo de refuerzo en losa aligerada los incrementos son muy pequeños en claros de 14 m, entre 1% y 2%, mientras que en los demás claros (15, 16 y 18 m) se presenta un decremento.

En estos dos casos de puentes, tomados de los puentes de proyecto tipo, de acuerdo con el armado indicado en los planos de la SAHOP (1981), tienen una sobrerresistencia suficiente para resistir el camión HS-20 que es el que rige en el diseño. Sólo el puente de losa aligerada con claro de 8 metros no presenta esta sobrerresistencia.

La sobrelosa como refuerzo de la losa apoyada sobre traveses tipo AASHTO cubrió bien las demandas del camión HS-20 con el espesor mínimo propuesto de 5 cm, tanto en la losa interior apoyada en traveses como en la zona del cantiliver del tablero.

Cuando la sobrelosa se coloca en traveses de concreto reforzado coladas monolíticamente con la losa, el momento resistente no incrementa lo suficiente para cubrir el momento último del camión de diseño actual.

Este refuerzo se recomienda solamente en puentes de losa maciza plana con claros menores de 10 m y para reforzar la losa transversalmente apoyada sobre traveses, ya sea sobre dos traveses o en el volado. En los demás tipos de puentes no se recomienda ya que el incremento en el momento resistente es pequeño y es difícil alcanzar la resistencia necesaria para cubrir las demandas de las cargas nuevas.

## Encamisados de nervaduras

En este caso, el encamisado puede ser de concreto o con placas de acero. Los dos sistemas mostraron buenos resultados aplicándolos en traveses de concreto reforzado de sección rectangular.

En el refuerzo con concreto, considerando que se incrementa el ancho de la trabe colocando 5 cm de espesor a cada lado y 10 cm en la parte inferior para incrementar el peralte y adicionar acero de refuerzo en la zona de tensión, se observaron buenos resultados en todos los modelos de puentes analizados.

Las áreas de acero propuestas están en función del área del recubrimiento inferior considerando un ancho igual al de la trabe más los 5 cm de concreto en ambos lados y 10 cm adicionales en el peralte. Todos los casos de traveses estudiadas tienen una relación peralte – ancho entre 2 y 4. Los porcentajes de acero recomendadas de acuerdo con el ancho del puente para claros entre 8 y 20 m son: 1.5 % para ancho de 8 m, 2% para ancho de 9 m y 3% para ancho de 10 m. El número de traveses varía de 3 a 5.

El refuerzo con placas de acero resulta más eficiente si tomamos en cuenta que aumenta el momento último considerablemente como en el caso del encamisado. En este caso se recomiendan usar las siguientes placas para cada tipo de puente o con un área equivalente considerando un  $f_y=2530$  kg/cm<sup>2</sup>: placa de 1/2" x 15 cm para puentes de 8 m de ancho, de 5/8" x 15 cm para puentes de 9 m de ancho y placa de 3/4 "x 20 cm para puentes con 10 m de ancho.

## **Presfuerzo exterior**

Este refuerzo ser eficiente para los modelos evaluados de 20 y 30 m con anchos de 9 a 12 m. Las áreas encontradas están en función de la separación entre traveses. De manera práctica se recomiendan usar las áreas de acero mostradas en la tabla 5.9.

Cabe mencionar que este es uno de los refuerzos más usado por su facilidad de colocación, aunque por la necesidad de construir bloques de ganeo y bloques desviadores el proceso es relativamente lento. Es importante tomar en cuenta las condiciones de la trabe y la calidad del concreto para resistir los esfuerzos inducidos con el presfuerzo.

Por último además de las recomendaciones anteriores, que pueden dar una idea de cuál es el mejor tipo de refuerzo dependiendo de las características del puente, es necesario para su mejor elección tomar en cuenta los costos y las afectaciones que el proceso de refuerzo pueda generar en el tráfico vehicular.

## REFERENCIAS

Abhijit Mukherjee, Shivprasad P. Bagadi, y Gopal L. Rai (2009), “Semianalytical Modeling of Concrete Beams Rehabilitated with Externally Prestressed Composites”, ASCE.

Abhijit Mukherjee, Shivprasad P. Bagadi, y Gopal L. Rai (2009), “Semianalytical Modeling of Concrete Beams Rehabilitated with Externally Prestressed Composites”, ASCE.

ACI Committee 423.5 (1999), “ACI 440R-96 State of the Art Report on Partially Prestressed Concrete”, ACI-ASCE Committee 423.

ACI Committee 440 (2002), “440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, ACI Committee 440.

ACI Committee 440 (2002), “ACI 440R-96 State of the Art Report on Fiber Plastic (FRP) Reinforcement for concrete Structures”, ACI Committee 440.

Alarcón López Alejandro (2002), “Tesis doctoral: Estudio Teórico-Experimental sobre la Reparación y Refuerzo de Puentes de Dovelas con Fibras de Carbono”, Universidad Politécnica de Cataluña.

Arthur H. Nilson (1990), “Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado”, Editorial Limusa.

Ben C. Gerwick Jr. (1990), “Construcción de Estructuras de Concreto Presforzado”, Editorial Limusa.

CALTRANS. Seismic retrofit program. Fact Sheet. State of California, California; 2003.

Chakrapan Tuakta (2005), "Use of Fiber Reinforced Polymer Composite in Bridge Structures", Master thesis, Massachusetts Institute of Technology.

Chris P. Pantelides, Fadel Alameddine, Tom Sardo, y Roy Imbsen (2004), "Seismic Retrofit of State Bridge on Interstate 80", ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol. 9, No.4.

Popov Egor P. (2001), "Introducción a la Mecánica de Sólidos", Noriega Limusa.

Furuta H, Koyama K, Ohi M. Life-cycle cost analysis of bridge structures considering maintenance cost and seismic risk. In: Sorensen JD, Frangopol DM, editors. Advances in reliability and optimization of structural systems. Taylor and Francis Group; 2006. p. 51-8.

Hota V.S. GangaRao, Narendra Taly y P. V. Vijay (2006), "Reinforced Concrete Design with FRP Composites", CRC Press.

Khaled Galal y Mukesh Sekar (2007), "Rehabilitation of RC inverted-T girders using anchored CFRP sheets", Elsevier.

Lawrence C. Bank (2006), "Composites Construction: Structural Design with FRP Materials", JOHN WILEY & SONS, INC.

Mahmut Ekenel y John J. Myers, F.ASCE (2009), "Fatigue Performance of CFRP Strengthened RC Beams under Environmental Conditioning and Sustained Load", ASCE.

Masoud Motavalli y Christoph Czaderski (2007), "FRP Composites for Retrofitting of Existing Civil Structures in Europe: State-of-the-Art Review", COMPOSITES & POLYCON American Composites Manufacturers Association.

Rascón Chávez Octavio A. (2004), "Formulación de la Norma SCT de Cargas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes Carreteros", S.C.T.-I.M.T. Publicación Técnica No. 243.

Sato T, Yoshida I, Masumoto M. Prioritization of seismic reinforcement for road bridges based on the concept of life-cycle cost. In: Frangopol DM, Bruhwiler E, Faber MH, Adey B, editors. Life-cycle performance of deteriorating structures. ASCE; 2009. p. 219-27.

Takahashi Y, Der Kiureghian A, Ang Alfredo H-S. Life cycle cost analysis based on a renewal model of earthquake occurrences. Earthquake Engineering Structural Dynamics 2004; 33(7): 859-80.

Thoft-Christensen. Life-cycle cost-benefit (LCCB) analysis of bridges from a user and social point of view. Structure Infrastructure Engineering 2009; 5(1); 49-57.

USDOT. US department of transportation mission and history. Washington (DC); 2007.

Wai-Fah Chen y Lian Duan (2001), "Bridge Engineering Handbook", CRC Press

Y.-K. Yeh y Y. L. Mo (2005), "Shear Retrofit of Hollow Bridge Piers with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Sheets", ASCE.