

# REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE MONTE LÍBANO Y SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL POSTERIOR

*Horacio Ramírez de Alba  
Elizabeth Adriana Valdez Medina*

---

## RESUMEN

Se describe la problemática que presentó la estructura del Puente Monte Líbano ubicado en el límite del Estado de México y el Distrito Federal. Se presenta el proceso seguido para establecer el diagnóstico que identificó serias deficiencias estructurales que implicaron en su momento riesgo. Se describe el método seguido para proponer los procedimientos de reforzamiento principalmente el uso de fibras de carbono, así como la manera general en que se llevaron a cabo los trabajos de reforzamiento. Al haber pasado ya varios años de que se concluyeron las obras se reportan los resultados de una inspección reciente donde se constata el buen comportamiento estructural y se concluye que la propuesta de reforzamiento con fibras de carbono resultó adecuada puesto que se incrementó la vida útil del puente. Se documenta el seguimiento al comportamiento de este puente lo que representa una evidencia de los resultados positivos que se pueden obtener con las fibras sintéticas de alta resistencia en problemas de rehabilitación estructural. La tecnología se desarrolló hace varias décadas pero en el medio profesional local existe todavía reticencia a su uso.

## ANTECEDENTES

Por el año de 1970, como parte de un desarrollo urbano en el Poniente de la Ciudad de México, se construyó el puente al que se refiere este artículo para cruzar la barranca de Tecamachalco de aproximadamente 40 m de profundidad. El nombre del puente se debe a la Avenida Monte Líbano que conecta las Lomas de Chapultepec con el Estado de México. El puente de dos carriles fue diseñado y construido como un sistema de traveses tipo Gerber con cinco claros soportados por dos estribos

extremos y cuatro pares de caballetes intermedios. Al no existir la documentación original del puente, como son planos y memoria de cálculo, no se contó con datos del nivel de carga viva para el que fue diseñado el puente, sin embargo la junta de vecinos informó que en principio se concibió solamente para el tránsito local, o sea el paso de automóviles y camionetas ligeras; se puede suponer de forma aproximada que la carga original de diseño fue HS10 o su equivalente. Sin embargo al crecer la mancha urbana en ambas entidades políticas el tráfico se incrementó y la carga viva aumentó por lo menos a la correspondiente a HS20. Adicionalmente la localización del puente en la línea divisoria (barranca de Tecamachalco) entre el Distrito Federal y el Estado de México, motivó que ninguna de las partes se hiciera cargo de su mantenimiento argumentando que era responsabilidad de la otra, el resultado fue que por aproximadamente 40 años el puente no recibiera ningún mantenimiento. En el año de 2004 los vecinos dieron la señal de alarma al reportar daños severos en la estructura, de tal manera que el Gobierno del Estado de México solicitó ayuda técnica a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México. Una primera evaluación indicó la existencia de grietas por flexión y por cortante en las traveses, así como pérdida de recubrimiento en varias traveses y columnas de los caballetes que provocaron corrosión severa en el acero de refuerzo. La recomendación fue en primer lugar no permitir el paso de vehículos con peso mayor de cinco toneladas, y en segundo lugar llevar a cabo el estudio estructural detallado con objeto de estimar su comportamiento estructural y proponer los procedimientos de reparación y refuerzo para cumplir con un nivel de carga actualizado.

El objetivo de este artículo es: a) describir los métodos usados para estimar la capacidad estructural del puente, b) presentar el diagnóstico estructural y los métodos propuestos de reparación y refuerzo, c) referir de forma general los procedimientos constructivos para llevar a cabo la rehabilitación y d) establecer algunos parámetros utilizados para juzgar el comportamiento estructural actual. Parte de lo aquí presentado se incluyó en una ponencia (Ramírez, 2013) pero no ha sido reportado en un artículo técnico. El marco teórico

se basa en la metodología generalmente recurrida para la rehabilitación estructural (Helene, 2005) que incluye el diagnóstico, la identificación de deficiencias estructurales, las alternativas para superar las deficiencias y el pronóstico, en este caso contar con elementos para evaluar el comportamiento estructural. Para el diagnóstico se recurrió a un procedimiento desarrollado por los propios autores y que motivó una tesis del nivel licenciatura (Vega, 2002). Se considera este trabajo original por el caso que trata y por representar, al nivel nacional, uno de los pocos documentos que dan seguimiento al comportamiento de estructuras que han sido rehabilitadas.

### CARACTERÍSTICAS GENERALES

La longitud total del puente es de 140.79 m con cinco claros. Se trata de una estructura totalmente hecha con concreto reforzado. Las partes principales de la superestructura son dos traveses tipo Gerber de 45.51 m incluidos dos volados extremos de 6.45 m de longitud, la superestructura se complementa con tres traveses simplemente apoyados de 16.59 m de longitud. La sección transversal se encuentra formada por dos nervaduras esbeltas que soportan la losa maciza de la calzada del puente, las nervaduras tienen peralte variable en las traveses Gerber y peralte constante en las traveses simplemente apoyados. La calzada tiene un ancho de 9.10 m para dos carriles de circulación vehicular con dos aceras para peatones de 1.50 en los extremos. La subestructura consiste de dos estribos extremos y cuatro pares de caballetes, los dos pares intermedios tienen una altura de 34 m y los extremos de 30 m, la forma de los caballetes es piramidal formada por cuatro columnas de sección cuadrada de 0.50 m por lado, el soporte lateral de las columnas es proporcionado, según cada caballete, por cuatro o cinco traveses perimetrales con sección rectangular de 0.30 por 0.60 m. La cúspide de cada par de caballetes se une con un diafragma en el cual se embebieron dos apoyos de balancín. La infraestructura está formada por losas de cimentación de 1.0 m de espesor con planta de 10.0 por 10.0 m las cuales soportan cada uno de los caballetes. La Figura 1 muestra esquemáticamente las principales características del puente.

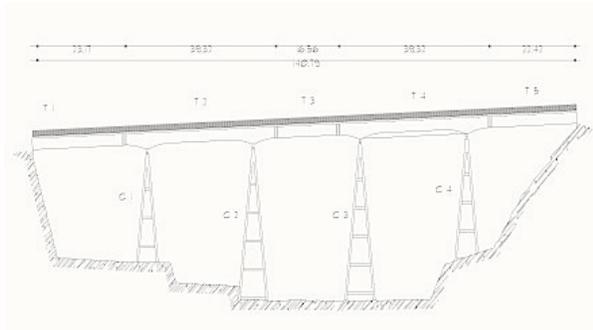


Figura 1. Elevación esquemática del Puente Monte Líbano

## TRABAJOS DE CAMPO

Ante la carencia de los planos originales fue necesario en primer lugar hacer un levantamiento geométrico completo. En seguida se hizo un levantamiento de daños exhaustivo siguiendo la metodología propuesta por Vega (2002). Los principales daños detectados fueron: a) grietas por flexión y por cortante en todas las nervaduras, el ancho promedio de las grietas fue de 1.5 mm con un máximo de 11 mm, b) deformaciones verticales de las nervaduras con un intervalo de 38 a 53 mm, c) algunas columnas y traveses de los caballetes con zonas deterioradas por efecto de la lluvia que incluye agrietamientos severos, pérdida del recubrimiento del concreto y corrosión avanzada el acero de refuerzo, la merma en el área de concreto se estimó en el intervalo de 3 a 14 % y el decremento en el área de refuerzo de 5 a 35 %, d) en las zonas de apoyos las nervaduras mostraban agrietamiento severo de hasta 50 mm de ancho en la dirección del refuerzo, en algunos casos con pérdida de concreto y moderada corrosión del acero de refuerzo. Se registraron otros daños no estructurales pero que propician el deterioro de los elementos estructurales: a) un sistema de drenaje ineficiente, b) juntas constructivas obstruidas por acumulación de polvo y excrementos de aves, c) crecimiento de flora nociva. En la Figura 2 se muestra una distribución típica de grietas y daños en una nervadura.

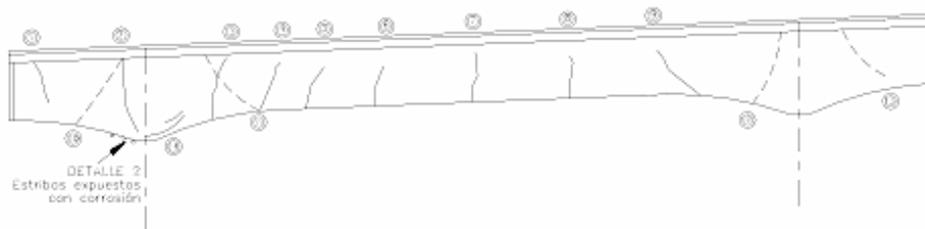


Figura 2. Distribución típica de grietas y daños en una nervadura.

Nervadura T4AR: 1-3 grietas por flexión-cortante con ancho máximo de 11 mm; 4-9 grietas por flexión o por contracción con ancho máximo de 3.5 mm; zona de apoyo con grietas hasta de 50 mm; 14 grietas por el cambio de dirección del refuerzo hasta de 20 mm de ancho.

Para estimar la consistencia del concreto en los principales elementos estructurales, se practicó un estudio de dureza con el martillo de Smith (esclerómetro). Un resumen de resultados se presenta en la Tabla 1, se incluye el promedio, el rango (resta del valor mayor y el menor) y el coeficiente de variación

Tabla 1. Dureza del concreto

Elemento	Promedio	Rango	CV (%)
Nervaduras	54	11	8.8
Losas	58	1	0.5
Subestructura	57	6	3.7
Infraestructura	51	4	2.0
Diafragmas	54	8	5.1
general	53	12	5.8

Nueve núcleos de concreto fueron extraídos y ensayados de acuerdo a la norma ASTM. El promedio de tres núcleos de la superestructura fue de 28.5 MPa (290 kg/cm<sup>2</sup>), el promedio de cuatro núcleos en la subestructura fue de 36.5 MPa (372 kg/cm<sup>2</sup>) y el promedio de dos núcleos en la infraestructura de 23.9 MPa (244 kg/cm<sup>2</sup>). Al tomar en cuenta la interpretación de los resultados del estudio de dureza y los datos de la resistencia de núcleos, se estimó la resistencia probable representativa para la superestructura de 25 MPa (250 kg/cm<sup>2</sup>) y de 30 MPa (300 kg/cm<sup>2</sup>) para la subestructura. El módulo elástico del concreto se tomó de 25000 MPa (255000 Kg/cm<sup>2</sup>)

Se realizaron determinaciones dinámicas en los centros de travesas las T-1, T-2 y T-3 de Figura 1, usando una grabadora digital SSR-1 Kinematics y dos sensores WR-1 a 20 Hz. Los periodos fundamentales de vibración medidos (dirección vertical) se muestran en la Tabla 2, así como los calculados suponiendo el caso hipotético de la estructura sin daños. La diferencia entre los periodos medidos y calculados se atribuyó al efecto de los daños.

Tabla 2. Periodos medidos y calculados

Claro	T medido (seg)	T calculado (seg)
T-1	0.36	0.14
T-2	0.11	0.09
T-3	0.19	0.15

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se generó un modelo analítico del puente y con la ayuda de programas de computo se realizó el análisis elástico para cargas verticales y el análisis modal dinámico para cargas sísmicas considerando el espectro de diseño de la zona, los resultados se compararon con cálculos aproximados basados en formulas básicas de estática y mecánica de materiales. Los daños estructurales se tomaron en cuenta con factores aproximados de pérdida de rigidez en función del ancho y longitud de las grietas (MacGregor, 2005). La carga viva se tomó de la norma en vigor como IMT 20.5 (2050 kN). Los factores de carga se tomaron de 1.3 para carga muerta y de 1.9 para carga viva conforme a la misma normativa. Un resumen de los resultados del análisis se establece en la Tabla 3.

Tabla 3. Demandas y resistencias por flexión y cortante

Condición	Momento positivo ton-m (kN-m)			Momento negativo ton-m (kN-m)		Fuerza cortante ton (kN)			
Actuante	857 (8397)	670 (6563)	496 (4856)	956 (9369)	931 (9129)	151 (1475)	287 (2810)	248 (2429)	122 (1198)
Resistente	696 (6817)	494 (4843)	398 (3899)	859 (8417)	859 (8415)	90 (879)	152 (1485)	152 (1485)	86 (840)
Diferencia (%)	18.8	31.7	19.7	14.5	7.8	40.4	47.1	38.9	29.9

De los resultados presentados en la Tabla 3, es claro que la resistencia de las travesas no resultaba suficiente para resistir las cargas actuales: El momento flexionante positivo con una deficiencia entre 18.8 a 31.7 %; el momento flexionante negativo con una deficiencia de 7.8 a 14.5 %; y la fuerza cortante con una deficiencia de 29.9 a 47.1 %. Por otra parte las zonas de las travesas próximas a los apoyos mostraban solamente 45 % de la resistencia requerida debido a la presencia de severas grietas y pérdida de material resistente.

Las fuerzas sísmicas se calcularon para un espectro representativo de la zona (Norma B, 2001) con una aceleración máxima de 0.5 g. Se consideró un factor de ductilidad en los caballetes de  $Q = 2.0$ . Los resultados del análisis para la subestructura considerando la combinación más desfavorable de cargas, muertas vivas y accidentales (Norma C, 2001) indicaron que la resistencia a flexión y a cortante de las columnas y las travesas de los caballetes resultaba suficiente al tomar 30% de reducción de resistencia al cortante y 20 % de reducción de resistencia a momento flexionante debido a los daños.

El análisis de la infraestructura indicó que la fatiga máxima (esfuerzo) que se pasa al terreno para la combinación más desfavorable de carga es de 21.7 ton/m<sup>2</sup> (213 kN/m<sup>2</sup>) mientras que de acuerdo al estudio del suelo llevado a cabo el esfuerzo permisible del terreno resultó de 35.7 ton/m<sup>2</sup> (350 kN/m<sup>2</sup>) que lleva implícito el factor de seguridad de 3.0. Se concluyó que las dimensiones y la resistencia de las zapatas resultaba suficiente.

## DIAGNÓSTICO

Tomando en cuenta los trabajos de campo y del análisis estructural, cuyos resultados resumidos se presentaron en las partes anteriores, se concluyó que el Puente Monte Líbano presentaba daños estructurales importantes lo que ocasiona deficiencias serias y por lo tanto no contaba con las condiciones adecuadas de resistencia y servicio para las solicitaciones de ese momento. Los principales conceptos que era necesario mejorar respecto a su capacidad resistente resultaron:

1. Incrementar la resistencia de las nervaduras (trabes principales de los cinco tramos): 30.5 % para momento flexionante positivo; 15 % para momento flexionante negativo; 47 % para fuerza cortante.
2. Reparación de las zonas de apoyo para restituir la resistencia original.
3. Reparación de la losa de calzada mediante inyección de grietas, prevención de filtraciones y reposición de material perdido.
4. Reparación y confinamiento de las zonas más dañadas de las columnas y trabes de los caballetes.
5. Limpieza y ajuste de los dispositivos de apoyo de balancín.

Adicionalmente se consideró necesario hacer trabajos de reparación en elementos y sistemas no estructurales, principalmente:

1. Limpieza y rehabilitación de las juntas constructivas
2. Reemplazo de las tapajuntas dañadas por empaques elásticos o similar.
3. Reparación de la capa de rodamiento de asfalto
4. Rehacer completamente el sistema de drenaje de agua pluvial.

## REFORZAMIENTO

Para el reforzamiento de las nervaduras, que representa el principal concepto para la rehabilitación del puente, se evaluaron mediante el diseño preliminar cuatro diferentes técnicas: a) encamisado con concreto reforzado, b) encamisado con placas y perfiles de acero, c) cables de presfuerzo exteriores, y d) aplicación de capas de fibra de carbono unidas con mortero epóxico. El análisis de resultados del diseño preliminar indicó que

el costo de las dos primeras alternativas resultaba muy alto debido al requerimiento de andamiajes y moldes, así como por el incremento significativo en el peso propio. La adición de cables de presfuerzo en principio pareció una buena alternativa, sin embargo un análisis más refinado mostró que se generaban esfuerzos muy altos en el concreto y a consecuencia costosas ampliaciones en las zonas de apoyo para el presfuerzo y en las zonas de los desviadores (Helene, 2005). Finalmente se decidió reforzar mediante capas de fibra de carbono principalmente por: a) muy bajo incremento de peso propio, b) la ventaja práctica de poder incrementar la capacidad resistente tanto a flexión como a cortante, c) la conveniencia de redistribuir esfuerzos en el caso de ocurrir eventuales sobrecargas. Además se consideró el menor tiempo de construcción lo que se reflejó en un costo total menor al de otras alternativas que se consideran convencionales.

En este caso se adoptó la aplicación de placas de ½” (13 mm) con la fibra embebida en una matriz epóxica. Con las fórmulas de compatibilidad de deformaciones (Machado, 2004) se pudo calcular el número de capas requerido para incrementar la resistencia de acuerdo a los porcentajes establecidos en el diagnóstico, resultando para los claros principales (trabes Gerber) cinco capas para momento positivo, tres capas para momento negativo y tres capas en cada cara para cortante espaciadas a 700 mm (ver figura 3). Para los claros simplemente apoyados, cuatro capas para momento positivo y dos capas en cada cara para cortante, espaciadas 900 mm (ver figura 4)

Los principales pasos en el procedimiento de reforzamiento de las nervaduras consistieron en: a) inyección con resina epóxica de las grietas con ancho igual o mayor de 1.0 mm, b) reparación de las zonas dañadas cercanas a los apoyos mediante la remoción del material suelto, la limpieza del acero expuesto y la aplicación de grout con cero revenimiento mediante retacado del material, c) limpieza de la superficie de aplicación y su imprimatura, d) aplicación de las capas de fibra de carbono, d) protección de las capas de fibra de carbono con una capa especial impermeable y elástica.

Para impedir la extensión de los daños en las zonas

## Trabe T2 y T4

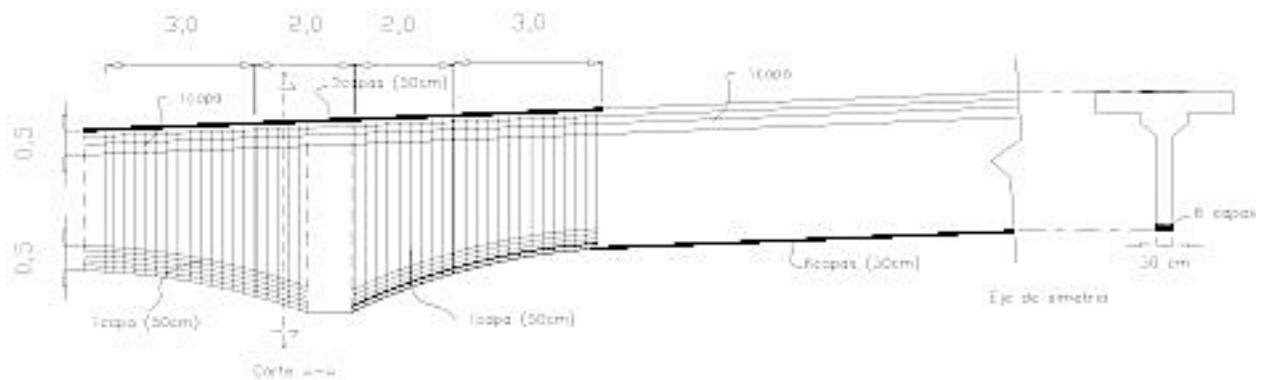


Figura 3. Distribución de capas de fibra de carbono en las nervaduras T2 y T4.

## Trabe T1 y T5

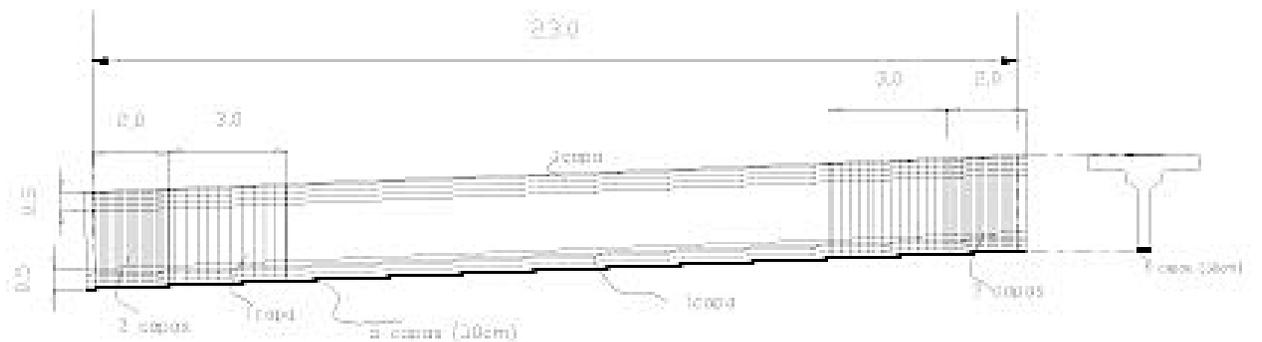


Figura 4. Distribución de capas de fibra de carbono en nervaduras T1, T3 y T5

más dañadas de las columnas y traveses de los cabalotes se aplicó un encamisado de fibra de carbono en su modalidad de tela, lo que permitió el confinamiento del concreto y el esperado aumento de la ductilidad (Ver figura 5)

Previamente las zonas dañadas fueron preparadas lo que incluyó la reposición del concreto dañado, el retiro del refuerzo con corrosión avanzada, la colocación de nuevo refuerzo. Y la reposición del recubrimiento del acero con concreto epóxico.

### COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DESPUÉS DE LA REHABILITACIÓN

De las recomendaciones hechas para la rehabilitación se llevaron a cabo oportunamente todas las referentes al reforzamiento de las nervaduras y los cabalotes. De hecho los autores de este artículo

participaron en la supervisión de los trabajos de inyección de grietas y colocación de la fibra de carbono. Respecto a los elementos no estructurales no se hicieron todos los trabajos recomendados, principalmente faltó la colocación de un nuevo sistema de drenaje.

Con el objetivo de verificar el comportamiento estructura después de la rehabilitación a fines del mes de octubre de 2013, o sea a ocho años aproximadamente de haberse completado los trabajos, se realizó una inspección técnica las principales observaciones se presentan a continuación

### APARIENCIA

Las grietas resanadas no se han vuelto a abrir. Se inspeccionaron principalmente aquellas que originalmente tenían anchos mayores de 3.0 mm tanto por efectos de flexión (verticales) como por



Figura 5. Aplicación de fibras para encamisar columna de caballete

cortante (inclinadas). No se observó ningún signo de reaparición de los severos daños que existían en las zonas de apoyo de las nervaduras, consistentes en grietas de ancho considerable, pérdida de recubrimiento y acero de refuerzo expuesto. Los apoyos de balancín se encontraron limpios y carentes de óxido gracias al recubrimiento epóxico.

Las capas visibles de fibras de carbono que fueron colocadas en las nervaduras para incrementar la resistencia a flexión y a cortante siguen bien adheridas, no hay signos de desprendimiento, deterioro o debilidad; la auscultación con martillo de goma en algunas de ellas no detectó sonido hueco. Las losas por su cara inferior visible siguen teniendo signos de humedad pero de menores proporciones que antes.

Las zonas resanadas de los caballetes se ven sanas, la pintura epóxica de recubrimiento ha mantenido su integridad salvo zonas aisladas donde se ha craquelado con fisuras muy tenues o pequeños desprendimientos. En particular se puso especial atención en las columnas y traves de los caballetes que se encontraban más dañadas antes de la reparación con pérdida del recubrimiento y acero de refuerzo expuesto con alto grado de oxidación, al respecto se encontró que el recubrimiento de concreto epóxico sigue en su lugar y su consistencia es firme sin señas de afloración de óxido. En cuanto al acero de refuerzo adicional que se colocó en sustitución del que se encontraba corroído, no existen señas de rechazo por lo que es de suponerse que sigue trabajando adecuadamente. Las zonas de las columnas que fueron confinadas con encamisado de fibras de carbono se

aprecian totalmente sanas, las capas de fibra tienen consistencia firme y no se tienen manchas que indiquen la reaparición de óxido.

## DEFORMACIONES

Con una estación topográfica laser, se practicó el monitoreo de deformaciones verticales en los centros de las nervaduras del lado sur considerando diferentes estados del tráfico: normal, pesado y detenido (los vehículos se paran o circulan a muy baja velocidad). Los valores pico observados son los que se consignan en la tabla 4.

Tabla 4. Deformaciones para diferentes condiciones de tráfico en mm

Nervadura	Normal	Pesado	Detenido
T1	10	27	21
T2	9	18	15
T3	12	31	25
T4	9	18	14
T5	12	20	19

Por otro lado, las deformaciones verticales permanentes siguen presentes pero no se incrementaron, el intervalo medido en esta ocasión es de 35 a 50 mm, el reportado antes de la reparación de 38 a 53 mm.

### Periodos de vibración

Se tomaron medidas dinámicas aproximadamente en los mismos puntos y la misma dirección de las mediciones anteriores a la reparación, los periodos naturales que se estimaron a través de dichas mediciones se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5. Periodos naturales en segundos

Nervadura	Anterior	Actual	Decremento (%)
T1	0.36	0.30	17
T2	0.11	0.09	18
T3	0.19	0.15	21

Se observa un decremento en los periodos naturales respecto a los correspondientes a antes de la reparación del puente que resulta significativo, lo que supone que la rigidez de las traves se incrementó lo cual se atribuye principalmente a la inyección de las grietas y en poca medida a las fibras que aumentan considerablemente la resistencia pero no la rigidez.

## CONCLUSIONES

El Puente Monte Líbano no es propiamente una construcción histórica o de valor excepcional, sin embargo representa un caso singular ya que en su diseño se logró una estructura esbelta y atractiva, con una forma no convencional. Como mención al mérito de los constructores, es una estructura eficiente de concreto reforzado, construida de forma tradicional lo que significó un trabajo meritorio de andamiaje y cimbras que por sí debió ser un portento de las estructuras de madera de la época, las huellas de las tablas utilizadas para las cimbras son claramente visibles en todos los elementos estructurales.

El trabajo de diagnóstico permitió identificar las principales deficiencias estructurales, mismas que se trataron de corregir en el proyecto de rehabilitación.

Para el reforzamiento se optó por la solución con fibras de carbono al considerar el poco incremento en el peso propio y las ventajas constructivas para este caso, esto hizo que el costo fuera competitivo y favorable respecto a los métodos de reparación convencionales.

El puente Monte Líbano, una vez que fue rehabilitado, se encuentra en servicio de forma satisfactoria. La reciente inspección del puente, aproximadamente a ocho años de las obras de rehabilitación, permite establecer que:

1. Los procedimientos seguidos para la reparación y el refuerzo de las partes dañadas fueron efectivas.
2. Las fibras de carbono hasta ahora han mostrado un desempeño satisfactorio lo que representa un caso representativo que muestra ser una alternativa viable.
3. Se logró un aumento en la vida útil, se estima que puede significar un aumento conservador de 20 a 25 años a reserva de aplicar medidas preventivas de mantenimiento.

Finalmente como comentarios finales, se considera que este trabajo es uno de los pocos, al nivel local, donde se reporta y se documenta el comportamiento estructural de estructuras rehabilitadas con fibras sintéticas de alta resistencia. Es necesario que las instancias correspondientes establezcan un programa de mantenimiento preventivo, así como completar las recomendaciones hechas en el estudio estructural del

año 2006, principalmente la implementación de un sistema de drenaje efectivo, completar la reparación en las zonas faltantes, resanar las partes que han sufrido deterioro menor y la erradicación de flora nociva en los estribos extremos del puente.

## REFERENCIAS

Helene Paulo y Pereira Fernanda (2005) “Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón, reparación refuerzo y protección” Bandeirantes Industria Gráfica, R. Tomatsu Iwasse, 1000 – Cep: 07176-000, Brasil.

MacGregor, J.G and Wigh J.K. (2005) “Reinforced Concrete, Mechanics and Design” Fourth edition. Pearson Prentice Hall, Ney York

Machado, Ari de Paula (2004) “Refuerzo de estructuras de concreto armado con fibra de carbono, características, dimensionamiento y aplicaciones” Degerussa Constrution Chemicals Latín América

Norma A, “N PRY CAR 601006/01, (2001) Combinación de cargas”. Secretaría de Comunicaciones y Traspotes, México.

Norma B, “N PRY CAR 601005/01 (2001) Sismo”. Secretaría de Comunicaciones y Traspotes, México.

Norma C, “N PRY CAR 601003/01 (2001) Cargas y Acciones”. Secretaría de Comunicaciones y Traspotes, México.

Ramirez, H. (2013) “Rehabilitation of Monte Libano Bridge”. IABSE Conference, Rotterdam 2013. Manuscript ID: RTM-0075-3013.R1

Vega Téllez, Rocío (2002) “Procedimiento para la evaluación de proyectos de reforzamiento de superestructuras de puente de claros medianos” Facultad de Ingeniería, UAEM, Toluca México.