



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación Estudios de Posgrado

**COMPARATIVA DE REFUERZO EXTERNO PARA
TRABES REFORZADAS EN PUENTES
CARRETEROS**

TESIS

Que para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERÍA
con opción terminal en Estructuras

Presenta:

Ing. Bruno Rendón Téllez

Director de tesis:

M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo

Codirector de tesis:

M.I. Ana Elena Posada Sánchez

Puebla, Pue.

Abril 2024



BUAP

Oficio No. SIEP/0094/2024

C. Bruno Rendón Téllez

Matrícula 222470053

Pasante de la Maestría en Ingeniería
con opción terminal en Estructuras

Facultad de Ingeniería, BUAP.

Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: **Comparativa de refuerzo externo para traveses reforzados en puentes carreteros**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Director de tesis al M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo y Codirector al M.I. Ana Elena Posada Sánchez.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"

H. Puebla de Zaragoza, a 15 de enero de 2024.

M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora

Director



C.c.p. M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo y M.I. Ana Elena Posada Sánchez, Director y Codirector del tema de tesis.

C.c.p. Archivo
AEPS/JPHT/sco*

Facultad
de Ingeniería

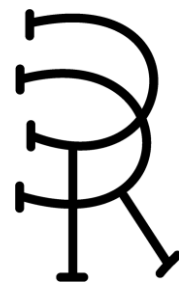
Bld. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING - 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
222 229 55 00 Ext. 7610

DEDICATORIA

Este proyecto va dedicado con mi más sincero agradecimiento a todos aquellos que estuvieron a mi lado cuando las cosas parecían imposibles. No habría logrado superar esos desafíos sin el apoyo incondicional de cada uno de ustedes. Agradezco a todas las personas que saciaron mi hambre y mi sed, que me cobijaron cuando tuve frío y a aquellos que salieron en mi ayuda cuando las puertas se cerraban en otros lugares.

En situaciones en las que pocos creían en mí, ustedes confiaron y ofrecieron mucho más de lo que puedo expresar. Cada uno de ustedes ha sido fundamental en mi trayectoria, y es por eso que me he esforzado al máximo. Este logro es dedicado a todos ustedes, que depositaron su confianza en mí y me han hecho sentir la grandeza de ser ingeniero.

¡Gracias por ser parte fundamental de este viaje!



AGRADECIMIENTOS

Rosa Téllez Balderrama, José German Rendón Rojas

Gracias por mostrarme la vastedad de mis capacidades y por motivarme a alcanzar metas que ni siquiera yo sabía que podía lograr. Su constante estímulo ha sido la chispa que encendió en mí un espíritu fuerte y un ímpetu por alcanzar lo mejor en cada paso que doy.

Aprecio profundamente el esfuerzo incansable que han dedicado para proporcionarme todo lo que estaba en sus manos y más, desde las oportunidades educativas hasta el apoyo emocional, cada gesto suyo ha sido un regalo preciado que ha contribuido a mi crecimiento y éxito.

Gracias por ser mis mayores impulsores, por creer en mí cuando dudaba y por ser la base sólida que me ha permitido construir mi camino. Su amor y apoyo han sido los pilares de mi fortaleza y por eso, hoy y siempre, les estoy profundamente agradecido.

Ing. Abel Noe Xochicale Cortez

Quiero expresar mi sincero agradecimiento por su apoyo brindado durante todo el proceso su disposición para compartir sus conocimientos y experiencia no solo enriqueció mi investigación, sino que también me inspiró a esforzarme más en busca de la excelencia académica.

M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo

Usted ha sido un pilar fundamental en la elaboración de mi proyecto de tesis. Le estoy profundamente agradecido por su compromiso y apoyo constante. Trabajar con usted ha sido una experiencia enriquecedora que, sin duda, ha dejado una huella significativa en mi formación académica y profesional. Gracias por su generosidad y dedicación a la educación y el desarrollo de sus estudiantes.

M.I. Ana Elena Posada Sánchez

Agradezco infinitamente su dedicación y conocimientos brindados, han sido fundamentales para el desarrollo exitoso de este trabajo académico. Su guía experta y su disposición para compartir sus conocimientos han sido esenciales para dar forma y fortalecer mi investigación. Su compromiso con mi desarrollo académico y profesional ha dejado una marca duradera, y estoy profundamente agradecido por su mentoría.

M.I. Fernando Hébert Ortiz Silva

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento por ser mi mentor y por los conocimientos compartidos, los cuales han sido la base de mi crecimiento profesional en este campo. La confianza que depositó en mí, al ofrecerme su orientación, ha sido un regalo inigualable. Cada consejo, cada enseñanza, ha sido una fuente constante de inspiración que me ha impulsado a explorar y perfeccionar mis habilidades en este emocionante ámbito de la ingeniería.

ÍNDICE

ÍNDICE	V
RESUMEN VII	
ABSTRACT VIII	
INTRODUCCIÓN	IX
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES Y GENERALIDADES EN EL DISEÑO DE PUENTES	1
1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS.....	1
1.2 ELEMENTOS CARACTERISTICOS DE LOS PUENTES	4
1.3 EVOLUCION DE LOS MATERIALES Y TECNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EN MÉXICO.....	6
1.4 ANÁLISIS DE DATOS Y NORMATIVIDAD.....	9
CAPÍTULO 2 PATOLOGÍAS Y REFUERZO EN TRABES	14
2.1 TIPOS DE PATOLOGÍAS Y CAUSAS	14
2.2 REFUERZOS Y SOLUCIONES ANTE PATOLOGÍAS DETECTADAS.....	21
CAPÍTULO 3 COMPARATIVA Y ANÁLISIS DE DOS TIPOS DE REFUERZO EN UN CASO PRÁCTICO	27
3.1 UBICACIÓN	27
3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL.....	28
3.3 RESUMEN DE LA INSPECCIÓN VISUAL Y DETALLADA	29
3.4 RESUMEN DE LAS PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS	30
3.5 CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y REQUISITOS ACTUALES	31
3.6 DISEÑO DEL REFUERZO MEDIANTE COLOCACIÓN DE TORONES DE ACERO EXTERNOS.....	41
3.7 FACTORES DE CONCENTRACIÓN IMPACTO, FRENADO Y ELEMENTOS MECÁNICOS	47
3.8 DETERMINACIÓN DEL REFUERZO NECESARIO	53
3.9 REVISIÓN DEL ESFUERZO DEBIDO A LOS TORONES DE ACERO EN DISTINTOS PUNTOS DEL CLARO.....	57
3.10 COMPORTAMIENTO RECTANGULAR DEL BLOQUE DE ESFUERZOS	59
3.11 REVISIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES	61
3.12 DISEÑO DEL REFUERZO MEDIANTE FIBRA DE CARBÓN	68
3.13 CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS EN LA SECCIÓN FRP	74
CAPÍTULO 4 CRITERIOS Y VENTAJAS EN LA IMPLEMENTACIÓN DE DOS MÉTODOS DE REFUERZO EXTERNO VII	77
4.1 CRITERIOS DE COLOCACIÓN DE TORONES DE ACERO EXTERNOS.....	77
4.2 CRITERIOS DE COLOCACIÓN DEL REFUERZO CON FIBRA DE CARBONO.	79
4.3 GENERALIDADES Y VENTAJAS DEL SISTEMA DE REFUERZO MEDIANTE TORONES DE ACERO	80

4.4 GENERALIDADES Y VENTAJAS DEL SISTEMA DE FIBRA DE CARBONO.....	83
COMPARATIVA DE LA UTILIZACIÓN DE LAS DIFERENTES OPCIONES DE REFUERZO.....	86
CONCLUSIONES	93
Referencias	94
Anexo A	98
Anexo B	100

RESUMEN

Ante el desafío de mantener un nivel óptimo de servicio en la red de puentes carreteros, esta tesis se centra en comparar métodos de refuerzo en traveses reforzados para mejorar la capacidad portante de estas estructuras, ya sea porque han experimentado deterioro con el tiempo o porque no fueron inicialmente concebidas para soportar las cargas actuales exigidas por la vialidad moderna. Por lo cual se emprende un estudio comparativo entre dos sistemas de refuerzo específicos diseñados para traveses reforzados.

Asimismo, a través de un enfoque multidisciplinario, se abordan las patologías más prevalentes en puentes carreteros, estableciendo una base sólida para la selección y comparación de los sistemas de refuerzo. Se analizan detalladamente los beneficios, limitaciones y eficacia de cada sistema en la restauración y optimización de la capacidad de carga de las traveses reforzados. Este estudio pretende proporcionar una valiosa contribución al desarrollo de estrategias de intervención y diseño estructural que buscan elevar el rendimiento y la durabilidad de los puentes carreteros, respondiendo así a las demandas cambiantes de la infraestructura vial.

ABSTRACT

Faced with the challenge of maintaining an optimal level of service in the highway bridge network, this thesis focuses on comparing reinforcement methods in reinforced girders to improve the load-bearing capacity of these structures, either because they have experienced deterioration over time or because they have not. They were initially designed to support the current loads required by modern roads. Therefore, a comparative study is undertaken between two specific reinforcement systems designed for reinforced girders.

Likewise, through a multidisciplinary approach, the most prevalent pathologies in highway bridges are addressed, establishing a solid foundation for the selection and comparison of reinforcement systems. The benefits, limitations, and effectiveness of each system in restoring and optimizing the load capacity of reinforced girders are analyzed in detail. This study aims to provide a valuable contribution to the development of intervention strategies and structural design aimed at enhancing the performance and durability of highway bridges, thus responding to the changing demands of road infrastructure.

INTRODUCCIÓN

En México, la Red Nacional de Carreteras (RNC) es una parte vital en el desarrollo del país, desempeñando un papel fundamental en la conectividad y movilidad. Hasta el 2021, la RNC contaba con un total de 807,121 km. La infraestructura carretera es una parte vital en el desarrollo del país ya que permite el tránsito de personas, uniendo poblaciones y dando acceso a servicios de primera necesidad como salud, educación, trabajo, entre otros, para poblaciones ubicadas en zonas aisladas del país.

Hoy en día la infraestructura mexicana cuenta con un total de 9,542 puentes, tanto vehiculares como peatonales, distribuidos a lo largo de la República Mexicana, asegurando la conectividad y seguridad en el transporte terrestre. Los puentes no sólo facilitan la transitabilidad, sino que también representan puntos neurálgicos en la infraestructura, destacándose como elementos vitales para la movilidad eficiente y segura de vehículos y usuarios. Dada la vasta extensión de esta infraestructura, es indispensable una atención especializada y continua para mantenerlos en niveles adecuados de seguridad y servicio.

El mantenimiento y la preservación de los puentes no sólo se traducen en una prolongación de su vida útil, sino que también garantizan la seguridad de los usuarios y la eficiencia operativa de toda la red de carreteras. La investigación y aplicación de técnicas avanzadas en la gestión y conservación de puentes vehiculares se convierten, por tanto, en elementos cruciales para garantizar la integridad y el óptimo desempeño de la infraestructura carretera mexicana en su conjunto. La búsqueda constante de soluciones innovadoras y estrategias efectivas se presenta como un imperativo para enfrentar los desafíos continuos y mantener la infraestructura carretera a la vanguardia de los estándares de seguridad y servicio requeridos.

Las traves de los puentes carreteros juegan un papel crucial al soportar las cargas y garantizar la integridad estructural de la infraestructura. Sin embargo, factores como la erosión el envejecimiento, el incremento de cargas en vehículos de autotransporte, así como la evolución de los estándares de diseño plantean desafíos significativos para garantizar la correcta operación de los puentes mexicanos

La presente investigación se adentra en el tema del refuerzo de traves reforzadas para puentes carreteros, un área de estudio que busca abordar de manera integral los retos asociados con las patologías más comunes en traves de concreto, así como la mejora y prolongación de la vida útil de los puentes carreteros a través de técnicas de refuerzo. La implementación de técnicas eficientes para el refuerzo de traves se vuelve esencial, contribuyendo así a la creciente demanda de infraestructura duradera y sostenible.

La construcción conservación y mantenimiento de la infraestructura carretera es indispensable para un desarrollo adecuado, además de un bienestar social al país.

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES Y GENERALIDADES EN EL DISEÑO DE PUENTES

1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

“La red carretera mexicana tuvo un gran crecimiento durante los siglos XIX al XX, esto gracias al financiamiento de recursos públicos aportados por el gobierno federal, así como por los estados donde pasaban las diferentes rutas” (SICT, El mirador, SF) asimismo, para el mantenimiento de las vialidades se empleaba mano de obra local y gratuita, como se observa en la Figura 1, volviéndose fundamental la participación municipal para la conservación de la red de caminos del territorio nacional. Esto conllevó a “la creación de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP), en 1881 y, en 1917, Venustiano Carranza crea la Dirección de Caminos y Puentes como una oficina especializada de la SCOP en obra caminera” (SICT, El mirador, SF)



Figura 1 Primeras carreteras en México, (SCT, 2015)

De acuerdo con (SICT, El mirador, SF) durante el gobierno de Plutarco Elías Calles se ordenó la creación de la Comisión Nacional de Caminos, como se aprecia en la Figura 2, mediante la cual se institucionalizó la construcción y mantenimiento de caminos en todo el territorio mexicano. En un principio, el presidente Calles permitió la colaboración de empresas privadas en la ejecución de las obras, pero después decidió que la comisión asumiera la responsabilidad completa de los trabajos, lo que permitió que para 1929, la cantidad de kilómetros de carreteras en México se incrementara de 695 a 940 (SICT, El mirador, SF)

La única organización gubernamental autorizada para ampliar la infraestructura vial a través de la colaboración con los gobiernos locales y la supervisión de los proyectos fue la SCOP.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y OBRAS PUBLICAS			
INCREMENTO EN LA CONSTRUCCION DE CAMINOS NACIONALES, A PARTIR DE 1934			
CAMINOS FEDERALES, POR SUBSIDIOS, EN COOPERACION CON LOS ESTADOS Y BAJO EL PLAN DE CARRETERAS VECINALES			
OBRAS	1934-1940	1940-1946	1946-1952
Terracerías (Kms.)	5,669	8,613	11,178
Revestimiento (Kms.)	5,812	7,595	10,980
Pavimentación (Kms.)	3,598	3,833	8,042
Conservación (Kms.)	9,097	10,766	20,764
Puentes terminados	32	40	354
Puentes en construcción	22	49	34
EROGACIONES			
	1925-1940	1940-1946	1946-1952
	\$ 410.759,469.00	\$ 963.779,926.00	\$ 2,288.885,772.00.

Figura 2 Incremento en la construcción de caminos nacionales (SICT, El mirador, SF)

En la última etapa de los años cuarenta, la construcción de cientos de kilómetros adicionales de carreteras en áreas rurales fue llevada a cabo por el gobierno federal en colaboración con la SCOP; anterior a eso dichas áreas se encontraban aisladas.

Los logros alcanzados por el desarrollo carretero realizado hasta los años ochenta, hicieron que la, entonces, SCOP diera paso a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, la cual comenzó a transferir la responsabilidad de la red de carreteras rurales y de alimentación a los gobiernos estatales. Es relevante mencionar que, en las últimas décadas del siglo XX, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes promovió una política de carreteras y caminos que se basó en la filosofía y enfoque de su predecesora, esto implicó abrir y mejorar vías de transporte a través de la colaboración y coordinación entre los sectores público, privado y social, con el objetivo de planear, construir, expandir, modernizar y preservar la infraestructura vial de la población mexicana.

1.2 ELEMENTOS CARACTERISTICOS DE LOS PUENTES

Los puentes son componentes críticos de la infraestructura vial, ya que aseguran la conectividad para todos los usuarios. Por lo tanto, es esencial mantener todas las estructuras en condiciones óptimas para garantizar la seguridad en el transporte. Los puentes están compuestos por diferentes elementos estructurales que trabajan en conjunto para soportar cargas y permitir el paso sobre un obstáculo físico como puede ser un río, una carretera o una vía férrea.

Un puente consta de dos partes fundamentales que son:

- subestructura
- superestructura

La subestructura, pieza fundamental en la anatomía de un puente, se compone de diversos elementos cuya función primordial es trabajar de manera conjunta para sostener la superestructura y transferir eficientemente las cargas a la base de la estructura. Entre las partes esenciales que integran la subestructura de un puente se encuentran:

- Cimentaciones: Son elementos estructurales que soportan los pilares o columnas y transmiten las cargas al suelo o al lecho del río.
- Pilares o columnas: Son elementos estructurales que soportan las vigas y transmiten las cargas a la base del puente. Pueden ser de acero, concreto o madera.
- Muros mecánicamente estabilizados: son un tipo de muros que se utilizan en la construcción de puentes, túneles y otras estructuras para soportar cargas y resistir el empuje de la tierra o de la roca.
- Estribos: Son elementos estructurales compuestos por un muro frontal cuya función primordial es servir como apoyo directo para el tablero del puente además de contener y soportar las tierras circundantes la cimentación de los estribos. Se realiza directamente en el terreno natural considerando factores como la carga esperada, la topografía del lugar y las condiciones del suelo, que forman parte de la

subestructura, soportan los extremos de las vigas y transmiten las cargas a la base del puente.

- Anclajes: Son elementos estructurales que se utilizan para anclar la superestructura a la subestructura y transmitir las cargas entre ambas.
- Cargaderos: Son elementos que se utilizan en los terraplenes de acceso principalmente en puentes con tablero isostático, ya que experimentan descensos significativos.

La superestructura de un puente desempeña un papel crucial ya que proporciona el soporte necesario para resistir las diversas cargas a las que está sometida, la cual debe considerar no sólo cargas estáticas, sino también las dinámicas que puedan surgir durante el uso cotidiano. Entre las cargas presentes se pueden incluir el peso propio de la estructura, el tráfico vehicular, peatonal, condiciones climáticas adversas y otros factores ambientales, para garantizar la seguridad y la funcionalidad a lo largo del tiempo

La superestructura está compuesta por diferentes elementos que trabajan en conjunto y permiten una correcta distribución de las cargas hacia los apoyos. Algunos de los elementos comunes de la superestructura de un puente son:

- Tablero o losa: Es la superficie por la que circulan las personas, vehículos o trenes. Puede estar compuesta por una o varias capas de materiales como concreto, asfalto o madera.
- Trabes: elementos estructurales diseñados como soporte de carga y transferencia de las fuerzas recibidas desde el tablero hacia los puntos de apoyo de la subestructura, las trabes pueden ser elementos de concreto reforzado presforzado o postensado.
- Diafragmas: Son elementos, generalmente construidos con concreto reforzado, ubicadas en los extremos y puntos intermedios del puente. Los diafragmas en los extremos conectan las vigas entre sí y con la losa, proporcionando una notable rigidez al puente. Por otro lado, los diafragmas intermedios tienen la función principal de evitar el pandeo lateral de las vigas principales, asegurando un funcionamiento óptimo en flexión.

- Cables: En los puentes colgantes, los cables son elementos estructurales que sostienen la losa y las vigas y transmiten las cargas a las torres o pilares.
- Torres: En los puentes colgantes y atirantados, las torres son elementos estructurales que sostienen los cables y transmiten las cargas a la base del puente.

1.3 EVOLUCION DE LOS MATERIALES Y TECNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EN MÉXICO

A lo largo de la historia, los puentes han evolucionado y se han construido con diferentes materiales y técnicas. En México la historia de los puentes se remonta a 1926, donde los ingenieros responsables de la construcción de carreteras crean la primera colección de proyectos tipo para resolver la necesidad de pasos vehiculares a través de los distintos obstáculos que interrumpían la comunicación vial. Ejemplo de ellos son los puentes ubicados en las antiguas carreteras México – Laredo, México – Acapulco o México – Morelia – Guadalajara (SCT, 2018).

Previo a esto, los puentes con claros entre 1 y 6 m se construían mediante losas planas de concreto, para claros de 7 a 15 m se empleaban losas nervadas, para claros mayores a 15 metros se solían utilizar estructuras de acero, como se observa en la Figura 3 debido a la gran influencia extranjera proveniente de Estados Unidos para el diseño de puentes. (Gama, 1965) El punto se coloca después del paréntesis, no antes. No sé por qué cambió la sangría en este párrafo.



Figura 3 El Puente de la Democracia Puebla, Puebla (kobain_dx, 2016)

Alrededor del mundo los puentes se construían mediante concreto reforzado llegando a librar claros de más de 50 metros, y el uso del concreto presforzado únicamente era requerido cuando los claros eran del orden de 100 metros.

En aquel período, el diseño más común para puentes viales era el de losas con dos nervaduras en tramos con apoyos libres. Posteriormente, con el avance de la tecnología del concreto reforzado, comenzaron a surgir construcciones más elaboradas adoptando losas con múltiples nervaduras y claros de hasta 15 m. Para puentes con claros más extensos, se continuaba dependiendo de la estructura de acero (SCT, 2018).

No obstante, se notó rápidamente que el concreto resultaba más económico en comparación con el acero, ya que podía producirse *in situ* utilizando materiales locales. En México, la Secretaría de Comunicaciones desempeñó un papel pionero al establecer laboratorios para supervisar la calidad de los materiales de construcción y establecer normativas adecuadas (Chao, 2015). Este avance tecnológico permitió desarrollar concretos de mayor resistencia y confiabilidad, lo cual generó el uso de concreto reforzado en, prácticamente, todos los puentes de claros pequeños y la innovación de super estructuras de sólo dos nervaduras, lo cual representaba una gran mejora para la época.

Inicialmente, todos los caminos fueron proyectados para un vehículo de diseño de 14 toneladas con anchos de calzada variables entre 5.2 y 5.7 m, los cuales únicamente permitían el paso de un camión y, ocasionalmente, dos automóviles a velocidades moderadas. Para 1946 se reformularon los proyectos tipo, considerando anchos de calzada de 6.7 m, lo que permitía la circulación de dos camiones de diseño de manera simultánea, y pese a la mejora de los materiales presentes en esas épocas, el claro máximo se mantendría en 16 m. Esta compilación fue mejorada en 1952 por el Comité Nacional de Caminos Vecinales, sin embargo, no fue hasta 1963 que la Secretaría de Obras Públicas, presentó una cuarta colección de proyectos tipo en la cual se presentaban claros de hasta 35 m, librados mediante estructuras de concreto reforzado y claros de hasta 45 m, mediante concreto presforzado, proyectando anchos de calzada de 7.5 m y vehículos de diseño articulados de 24.5 toneladas (SCT, 2018).

En 1952 se proyectó el primer puente presforzado en México, el cual constaba de 5 tramos de 35 m cada uno, con un ancho de calzada de 7.9 m y dos banquetas de 2.6 m de ancho, utilizando un concreto $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$ y un acero con $f_y = 16,000 \text{ kg/cm}^2$, el cual fue importado de Bélgica, y se ancló mediante un sistema desarrollado por ingenieros mexicanos (SCT, 2018).

Hoy en día, la infraestructura mexicana cuenta con un total de 16,800 puentes, tanto vehiculares como peatonales, distribuidos a lo largo de toda la red carretera del país, de los cuales 9,500 se encuentran distribuidos en corredores, red básica y red secundaria de las carreteras libres de peaje.

En la actualidad, los puentes se construyen con una amplia variedad de materiales, incluyendo acero, concreto, madera, fibra de vidrio entre otros, asimismo se utilizan una amplia variedad de técnicas de diseño y construcción.

1.4 ANÁLISIS DE DATOS Y NORMATIVIDAD

En 1993, la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC) de la SCT con el apoyo del Directorado Danés de Carreteras implementó el Sistema Integral de Puentes Mexicanos (SIPUMEX), un sistema de gestión de puentes cuya principal función es generar reportes de inspección en cada uno de los puentes que incluye información sobre las características geométricas, la ubicación con coordenadas geográficas, el material y el tipo de estructura, así como la fecha de construcción y las reparaciones realizadas (Torres Acosta, del Valle Moreno, Pérez Quiroz , & Backhoff Polhs, 2010). Antes de 1994, no existía un inventario de puentes y únicamente se les brindaba atención cuando estos presentaban problemas. A partir de 1994, se han realizado programas anuales de estudios, proyectos y obras de puentes basados en este sistema.

Hasta el 2014 el SIPUMEX contaba con un total de 8265 puentes distribuidos alrededor de la red federal de carreteras, los cuales se clasificaban de la siguiente manera: 4625 puentes de concreto reforzado, 2356 puentes de concreto presforzado, 604 puentes mixtos (concreto y acero), 456 puentes de acero, 96 puentes de mampostería y 61 puentes de tridilosa. Esto se puede observar de manera complementaria en la Figura 4.

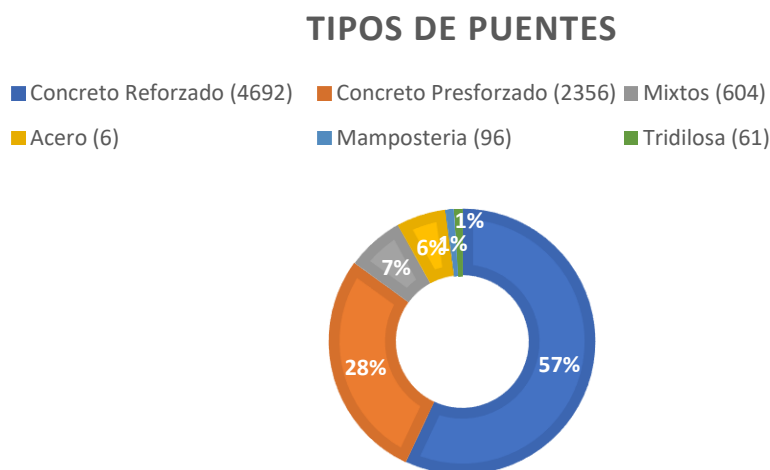


Figura 4 Tipos de puentes 2014, (Sipumex 2014.)

El SIPUMEX también asigna una calificación de 0 a 5 para indicar el estado estructural de cada puente, sin embargo, la calificación proporcionada por SIPUMEX no tiene en cuenta posibles daños por corrosión, por lo que es necesario incorporar una evaluación de daños por corrosión para complementar la información existente en el sistema (Torres Acosta y otros, 2010)

A continuación, se enlistan las características de cada calificación proporcionada:

0.-Puentes recientemente contruidos o reparados, que no presentan problemas.

1.- Puentes en buen estado que no requieren atención.

2.- Puentes con problemas menores a los cuales se asigna un plazo de atención indefinido, estos puentes pueden continuar con su funcionamiento normal (Figura 5), sin embargo, es necesario un proceso de mantenimiento adecuado, como lo especifica la normativa vigente del Instituto Mexicano del Transporte (IMT, Conservación, 2024)



Figura 5 Puente Cántela, Chiapas, Presencia de vegetación y humedad en algunos elementos, autoría propia 2021.

3.- Puentes con daño significativo, requieren reparación y se les asigna un plazo de atención entre 4 y 6 años. Un ejemplo de ello puede ser juntas sin sello como se muestra en la Figura 6.



Figura 6 Puente Chamula, Chiapas, Juntas sin elemento de sello, autoría propia 2021.

4.- Puentes con daños importantes, requieren reparación y se les asigna un plazo de atención de entre 2 a 4 años. En la Figura 7 se muestra daño en la superficie de rodamiento, debido a sobre carga.



Figura 7 Puente Santo Domingo Oaxaca, Grietas en la superficie del concreto, daño estructural por sobrecarga (ing. Ruber Farias Aldaraca 2008)

5.- Puentes con daño extremo, requieren reparación y se les asigna un plazo de atención no mayor a 2 años, como se observa en la Figura 8.



Figura 8 Puente Papagayo, Guerrero, daño en cono de derrame, autoría propia 2022.

Actualmente, dentro de la normativa mexicana de la Secretaria de Infraestructura Comunicaciones y Transportes existen múltiples apartados para el diseño, construcción y conservación de elementos estructurales en puentes, como son las

normas del libro de Proyecto (PRY), el libro de Construcción (CTR) o las normas del libro de Conservación (CSV) como se muestran a continuación:

- Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares (N·PRY·CAR·6·01·001/01)
- Cargas y Acciones (N·PRY·CAR·6·01·003/01)
- Estructuras de Concreto Presforzado (N·CTR·CAR·1·02·007/01)
- Calafateo de Fisuras (N·CSV·CAR·3·03·001/02)
- Reparación de Grietas (N·CSV·CAR·3·03·002/02)
- Reparaciones y Resanes en Elementos de Concreto (N·CSV·CAR·3·03·003/02),
- entre otras.

Estas normas nos dan parámetros generales para el diseño, la construcción y conservación de puentes, sin embargo, esta normativa no cuenta con un apartado que detalle el proceso de mantenimiento que se le deba dar a elementos existentes que no cuenten con la capacidad portante necesaria para las cargas actuales.

CAPÍTULO 2 PATOLOGÍAS Y REFUERZO EN TRABES

Las patologías en las estructuras son aquellas alteraciones o deformaciones que afectan la integridad, estabilidad o funcionamiento de una estructura, ya sea de entorno natural o construida por el ser humano.

Estas patologías pueden ser producidas por diferentes factores, como la falta de mantenimiento, el uso inadecuado, el envejecimiento, el clima, la exposición a agentes químicos, entre otros.

Es importante detectar y diagnosticar las patologías en estructuras de manera temprana para poder tomar medidas preventivas o correctivas antes de que se conviertan en problemas graves. Esto implica llevar a cabo inspecciones periódicas y evaluaciones técnicas por profesionales capacitados, quienes podrán determinar la naturaleza y gravedad de las patologías y recomendar las soluciones apropiadas para corregirlas.

2.1 TIPOS DE PATOLOGÍAS Y CAUSAS

Las patologías pueden manifestarse de diversas formas, tales como fisuras, grietas, deformaciones, corrosión, desprendimientos, entre otras. Dependiendo de la gravedad y la naturaleza de la patología, pueden representar un riesgo para la estabilidad y seguridad de la estructura, así como para las personas y bienes que se encuentran en su entorno.

Las patologías pueden ser clasificadas de diferentes maneras; para realizar una caracterización adecuada de las distintas afecciones en estructuras es necesario llevar a cabo un proceso de inspección y evaluación técnica. A continuación, se mencionan algunos de los aspectos que se suelen tomar en cuenta para caracterizar patologías en estructuras:

- **Observación:** la inspección visual es el primer paso para identificar patologías en estructuras. Se deben revisar cuidadosamente las diferentes partes de la

estructura, prestando atención a las grietas, patrones de fisuras, deformaciones, corrosión, desprendimientos, entre otros.

- Registro fotográfico: es indispensable tomar fotografías detalladas de las problemáticas encontradas, para tener un registro visual y comparar la evolución de las patologías a lo largo del tiempo.
- Análisis de documentos: la revisión de planos, especificaciones y documentos relacionados con la construcción y el mantenimiento de la estructura, son un punto importante para identificar cualquier posible problema o irregularidad.
- Evaluación estructural: se pueden realizar evaluaciones en modelos estructurales para determinar la resistencia, la estabilidad y el comportamiento de la estructura en diferentes condiciones teóricas pero semejantes a las reales.
- Pruebas no destructivas: de igual manera se pueden realizar pruebas no destructivas para detectar patologías internas y verificar la existencia de armados de diseño, para ello se pueden utilizar técnicas como son pruebas de ultrasonido, tomografías eléctricas, termografía, entre otras.
- Análisis de materiales: se pueden realizar pruebas de laboratorio por medio de ensayos destructivos como son la extracción de corazones de concreto y probetas de acero, para analizar las propiedades y características de los materiales utilizados en la construcción de la estructura.

Una vez caracterizadas las pruebas para determinar el tipo de patología presente en la estructura, se pueden determinar las causas subyacentes y desarrollar un plan de acción para una correcta intervención. Es importante contar con profesionales capacitados para llevar a cabo la inspección y evaluación de patologías en la estructura pues de ello depende un correcto diagnóstico y corrección.

Entre las patologías más comúnmente detectadas podemos encontrar las siguientes:

Exposición a ambientes adversos: es un factor importante que puede provocar la degradación del concreto y el acero afectando de manera significativa la durabilidad y la integridad de las trabes de concreto. Algunos de los ambientes adversos más comunes que pueden afectar son los siguientes

- *Humedad:* uno de los mayores enemigos de los puentes es el agua, ya que puede filtrarse en la estructura y causar daños a largo plazo debido a la corrosión, asimismo, puede erosionar el concreto, lo que debilita la estructura y reduce su vida útil. Por esta razón, es fundamental prevenir la infiltración del agua. En la Figura 9 se puede apreciar una importante cantidad de humedad presente en la superestructura.



Figura 9 Presencia de humedad en trabes de puente vehicular avenida Tláhuac, (Garrido, 2023)

- *Temperatura:* Las variaciones extremas de temperatura, tanto calor como frío, pueden causar cambios en las propiedades mecánicas de la estructura y provocar la aparición de fisuras.

- *Contaminación ambiental:* La exposición a la contaminación ambiental, como los gases ácidos y las partículas suspendidas en el aire, puede causar daños a la superficie de la trabe y reducir su resistencia a la corrosión.
- *Cambios climáticos:* Las variaciones en las condiciones climáticas, como las lluvias intensas o la acumulación de nieve o hielo en la superficie del puente, pueden aumentar la carga sobre la estructura y causar daños.
- *Alta exposición a los rayos ultravioleta:* una exposición prolongada a los rayos del sol de manera directa o por refracción puede desencadenar fisuras en las trabes debido a la degradación de los materiales.
- *Salinidad:* La salinidad puede afectar negativamente la durabilidad y resistencia del concreto debido a que una exposición prolongada puede provocar la aparición de diferentes patologías, entre ellas:
 - *Eflorescencias:* la acumulación de sales en la superficie del concreto puede producir manchas blancas o grisáceas conocidas como eflorescencias, que afectan la estética de la estructura.
 - *Reacción álcali – agregado (RAA):* es una reacción química que se produce cuando ciertos tipos de álcalis, tales como el sodio y el potasio, presentes en algunos materiales de construcción, como el cemento, reaccionan con ciertos minerales de agregados, tales como los silicatos de calcio y magnesio, presentes en los agregados utilizados en la fabricación de concreto. Esta reacción puede dar lugar a la expansión y fisuración del concreto, generando grietas que esten creciendo hacia el interior, lo que podría ocasionar problemas estructurales significativos. La RAA es un proceso lento que puede tardar varios años en desarrollarse, y aunque la expansión del concreto puede ser casi imperceptible durante este tiempo, a largo plazo, puede causar daños graves en las estructuras, cuando las estructuras se encuentran en contacto con ambientes con gran contenido de humedad puede surgir la aparición de materiales finos, entre transparentes y blanquecinos, como se puede apreciar en la Figura 10 los cuales se identificaron como geles alcalinos y geles alcalinos carbonatados, mediante el uso de cobaltinitrito sódico y rodamina D en la tinción de dicha muestra reveló la

existencia de geles alcalinos tanto en la matriz de cemento como en distintas partículas de agregados gruesos y finos.

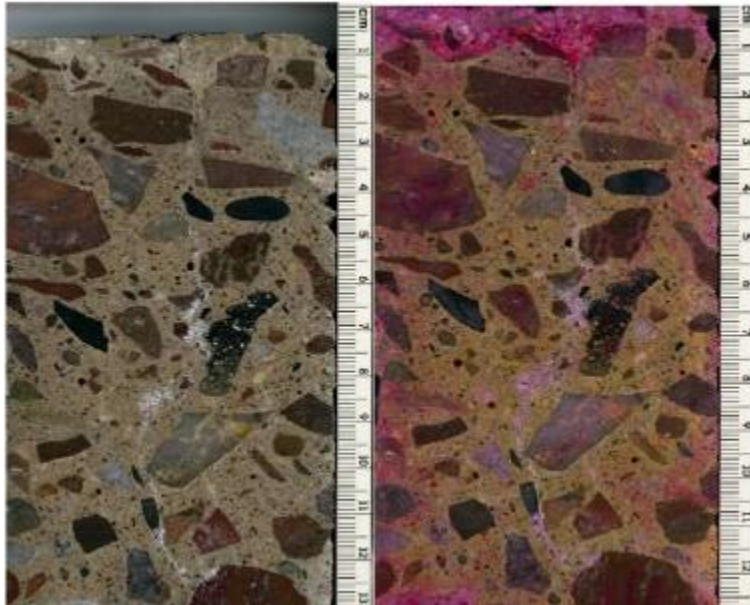


Figura 10 Presencia de geles alcalinos en probeta (López Miguel , Pérez Quiroz , Terán Guillén, & Maura , 2023).

Fatiga: puede ser causada por una combinación de factores, como la frecuencia y amplitud de las cargas repetitivas, la corrosión, las tensiones residuales en el acero y las discontinuidades o defectos en la trabe. Es importante evaluar cuidadosamente la estructura antes de su construcción para detectar cualquier posible defecto o discontinuidad, ya que estos pueden aumentar la probabilidad de falla por fatiga.

Corrosión: La corrosión se define como el daño que sufre un material debido a un ataque electroquímico de su entorno. Cuando la corrosión es causada por una reacción electroquímica (oxidación), la velocidad de esta dependerá en cierta medida de la temperatura, la salinidad del fluido en contacto con el metal y las propiedades de los metales involucrados. Además de los metales, otros materiales no metálicos también pueden sufrir corrosión debido a otros mecanismos. Esto puede debilitar la estructura y reducir su capacidad de soportar cargas. En la Figura 11 se puede apreciar un deterioro significativo en la superestructura debido a la corrosión presente en el acero de refuerzo.



Figura 11 Acero de refuerzo con corrosión en puente de los 60's en Mariakerke, Flandes Oriental, Bélgica (Philippe, 2020).

Sobrecarga: Se refiere a una carga adicional que se aplica sobre una estructura ya diseñada y construida. Esta carga puede ser debida a una serie de factores, como la adición de peso en la superficie del puente, la presencia de nieve o hielo, o un aumento en el número de vehículos que cruzan el puente. Las travesaños presforzados están diseñados para soportar cargas específicas debido al tipo de falla que presentan, por lo tanto, es importante tener en cuenta la posibilidad de sobrecarga durante el diseño y construcción del puente. Una sobrecarga puede dañar la estructura de una travesaño de diferentes maneras, como la aparición de grietas, la deformación de la sección transversal, o la reducción de la resistencia a la tracción en las barras de refuerzo, si la sobrecarga excede la capacidad de carga de la estructura, puede causar daños, como se aprecia en la Figura 12, además de poner en peligro la seguridad de los usuarios del puente.



Figura 12 Puente Carlos Pacheco, ubicado en Cuautla, Morelos, (Gaviña, 2022)

Incompatibilidad de materiales: En algunos casos, para acelerar el proceso de secado, se utiliza una mezcla llamada Anti-Hydro, lo cual en cantidades equivocadas puede generar un secado abrupto del concreto, provocando una hidratación insuficiente para obtener las propiedades deseadas, además de la aparición de cloruro de calcio, un compuesto altamente corrosivo que al estar en contacto con los torones de acero puede generar una pérdida considerable de la capacidad portante de la estructura llegando al colapso.

Fallas en el concreto: pueden manifestarse en diferentes formas como grietas, coqueas, desprendimientos y segregación de materiales. La causa de estos deterioros puede ser variada e incluye la falta o pérdida del recubrimiento en las armaduras, la impermeabilización inadecuada o inexistente, la realización del colado en condiciones extremas de temperatura, el vibrado insuficiente, filtraciones y lavado de juntas, contaminación de áridos, depósitos de sales de deshielo y la presencia de microorganismos.

Desprendimiento de la superficie del concreto: la presencia de cloruros en el concreto puede provocar la expansión de la armadura, lo que puede causar el desprendimiento de la superficie del concreto.

Disminución de la resistencia del concreto: la salinidad puede reducir la resistencia del concreto, lo que puede aumentar la posibilidad de que se produzcan fisuras y grietas en la estructura.

2.2 REFUERZOS Y SOLUCIONES ANTE PATOLOGÍAS DETECTADAS

El modelo de durabilidad propuesto por Tuutti en 1982 (Figura 13), servirá como punto de partida para este apartado.

$$T_{VU} = T_1 + T_2 \quad (1)$$

De acuerdo con la ecuación (1) en este modelo considera a T_1 y T_2 como los periodos de iniciación y propagación respectivamente. T_1 se define como el tiempo que tarda el ion cloruro en atravesar el recubrimiento, alcanzar la armadura y provocar su despasivación (perdida de la capa protectora que rodea la armadura), mientras que T_2 se refiere al lapso entre la pérdida de protección de la película pasiva y la manifestación externa de los daños por corrosión, como pueden ser manchas de óxido, agrietamientos o desprendimientos en el concreto. “El periodo de vida útil de la estructura se define como T_{VU} y terminará con la formación de grietas o manchas de óxido” (Torres Acosta y Martínez Madrid, 2003; Torres Acosta *et al.*, 2003).

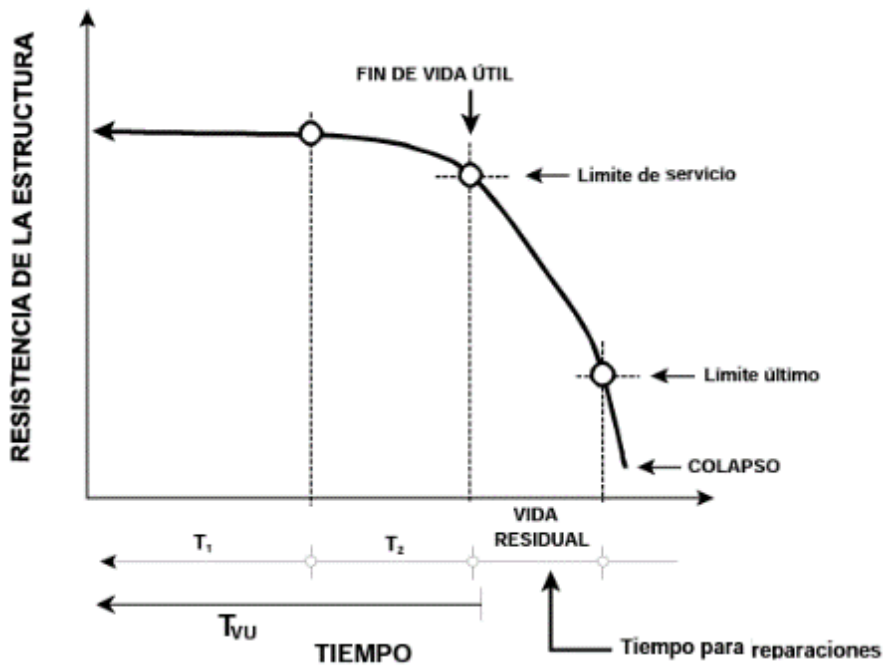


Figura 13 Modelo de durabilidad (Torres Acosta y Martínez Madrid, 2001)

Si se perciben otro tipo de degradaciones como delaminaciones, corrosión visible o barras de refuerzo expuestas, entonces se considera que la vida útil de la estructura ha culminado y esta se encuentra en el periodo de su vida residual.

El periodo de la vida residual finaliza hasta un límite inaceptable de durabilidad, el cual se podría expresar en función de la capacidad de carga del elemento estructural (Torres Acosta y Martínez Madrid 2003, Torres Acosta et al. 2003).

La inspección regular y el monitoreo constante de la estructura son factores importantes para detectar cualquier signo de daño que se pueda presentar, asimismo un correcto cuidado en el proceso de fabricación de los elementos estructurales representa una disminución de manera significativa en las afecciones.

Para prevenir la falla por fatiga, los ingenieros a menudo usan técnicas de diseño que aumentan la resistencia a la fatiga de la trabe, como la ubicación de las juntas constructivas en posiciones estratégicas, la utilización de materiales de alta calidad y la inspección regular para detectar cualquier signo de daño. Además, las trabes pueden ser reforzadas o reemplazadas si se detecta algún signo de falla por fatiga en la estructura.

Asimismo, la aplicación de recubrimientos protectores, la utilización de materiales resistentes a la corrosión-o la construcción de protecciones contra las inclemencias del tiempo y la zona geográfica, como puede ser la salinidad en el concreto tomando medidas preventivas como el uso de concreto con bajo contenido de cloruros, o la aplicación de selladores para reducir la presencia de RAA. Los selladores y recubrimientos pueden ayudar a prevenir otro tipo de patologías como son la oxidación del refuerzo estructural o el agrietamiento por rayos ultravioleta. Todas estas medidas siempre deben complementarse con mantenimiento e inspecciones periódicas para detectar oportunamente cualquier patología, garantizando que los elementos estructurales se mantengan en buen estado.

Cuando ya se presentó alguna de las distintas patologías antes mencionadas es necesario realizar un proceso de intervención que puede ser un proceso de mantenimiento menor hasta un refuerzo mayor, para recuperar la capacidad

portante del elemento estructural. Dentro de los procesos más comunes utilizados en la actualidad utilizados en puentes se encuentran los siguientes:

Reforzamiento con fibra de carbono: El refuerzo mediante fibras de carbono puede utilizarse para ampliar la resistencia a flexión y cortante de elementos estructurales como son vigas, losas, muros y otros elementos que trabajen a flexión. Una correcta aplicación de fibras de carbono puede incrementar la capacidad resistente de esfuerzos en elementos estructurales.

La aplicación de este sistema consiste en un proceso relativamente sencillo que no requiere grandes cantidades de equipo, ya que consta únicamente de la aplicación de una lámina o tejido de fibra de carbono sobre la superficie a reforzar, como se aprecia en la Figura 14, dicha superficie debe estar previamente nivelada y libre de cualquier tipo de contaminantes. Posteriormente, se impregna dicha superficie con una resina epóxica para posteriormente colocar la lámina de fibra de carbono para, finalmente, aplicar una última capa de resina para proteger la superficie.

Este tipo de refuerzo es una técnica muy eficiente para mejorar la capacidad de resistir esfuerzos debidos a nuevas condiciones de carga en estructuras existentes, asimismo, al ser un material altamente resistente a la tensión, resulta ser un componente ideal.

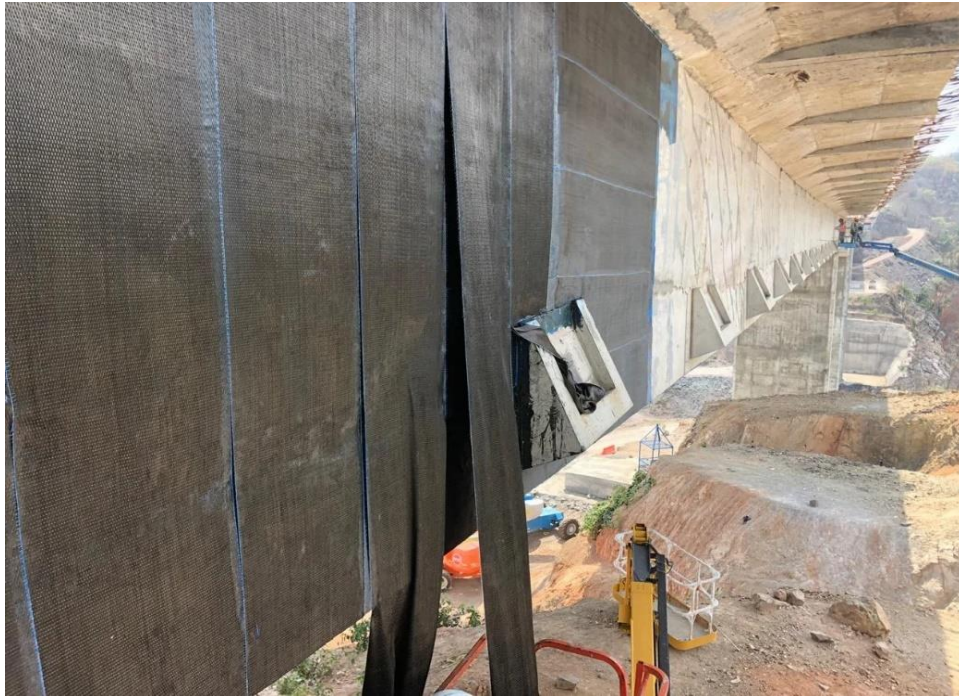


Figura 14 Colocación de fibras de carbono en elementos existentes (Ek4 Diseño y Construcción, 2018)

Colocación de torones exteriores: El refuerzo de miembros estructurales mediante torones de acero implica la generación de esfuerzos de una magnitud y distribución específica para contrarrestar los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas hasta un nivel deseado. El concreto, en su naturaleza, es un material principalmente resistente a la compresión, el cual presenta una resistencia a la tensión baja.

Mediante el control de las deflexiones y las grietas se pueden colocar torones en la parte exterior del elemento (Figura 15), para poder mitigar la reducción de efectos presforzantes, causados por la combinación de los efectos de deformación en el concreto y en el acero.

En el transcurso de estos años se ha estudiado el comportamiento del refuerzo externo para resistir cortante (Pardo, 1995; García y Guevara ,1996); para ello se han realizado modificaciones a programas de análisis estructural existentes para tener en cuenta el refuerzo externo (Gómez y Muñoz, 1995); se ha llevado a cabo alguna comparación de técnicas de anclaje en los bordes (Chavarro y Rodríguez, 1993; Álvarez y Niño, 1996); así como la evaluación del comportamiento a flexión de vigas reparadas y reforzadas externamente (Rodríguez y Romero,1996).



Figura 15 Refuerzo estructural de puente carretero por medio de torones exteriores (Presfuerzo, 2022).

En general, para comparar los resultados del refuerzo estructural existen múltiples métodos como son las pruebas dinámicas, las cuales se pueden clasificar en tres categorías principales: peso en movimiento (WIM), prueba de respuesta dinámica y prueba de vibraciones (AASHTO, 2011). La prueba de peso en movimiento implica el conteo y pesaje de unidades y ejes de tracción del tráfico vehicular regular. La prueba de respuesta dinámica busca determinar, bajo condiciones de tráfico normal o controlado con un vehículo de prueba, una estimación realista de la carga dinámica permitida y los rangos de tensión de carga viva que se pueden utilizar para establecer límites de carga y evaluar la fatiga. Las pruebas de vibración se utilizan para determinar características dinámicas del puente, como las frecuencias naturales de vibración, la forma modal y el amortiguamiento además de incluir la medición de las magnitudes de aceleración en las direcciones vertical, lateral y longitudinal, la determinación de las frecuencias naturales de la estructura y la evaluación de la deformación (esfuerzo dinámico) en algunos elementos de la superestructura. Estos datos nos proporcionan una condición de referencia

conocida de la estructura antes de someterla a procesos de rehabilitación. Una vez completada la obra de rehabilitación del puente, es necesario realizar una nueva prueba de vibración para comparar los resultados con los datos de las mediciones originales anteriores a la restauración.

Los resultados experimentales se contrastan con el modelo analítico del puente para verificar que su comportamiento se ajuste a las condiciones de diseño y a las normas nacionales e internacionales.

En la Figura 16 se puede observar una propuesta tentativa de los criterios de aceptación de confort, estos criterios no se pueden aplicar de manera indiscriminada a todas las estructuras debido a que estos criterios son más estrictos que los criterios estructurales (Wenzel, 2009)

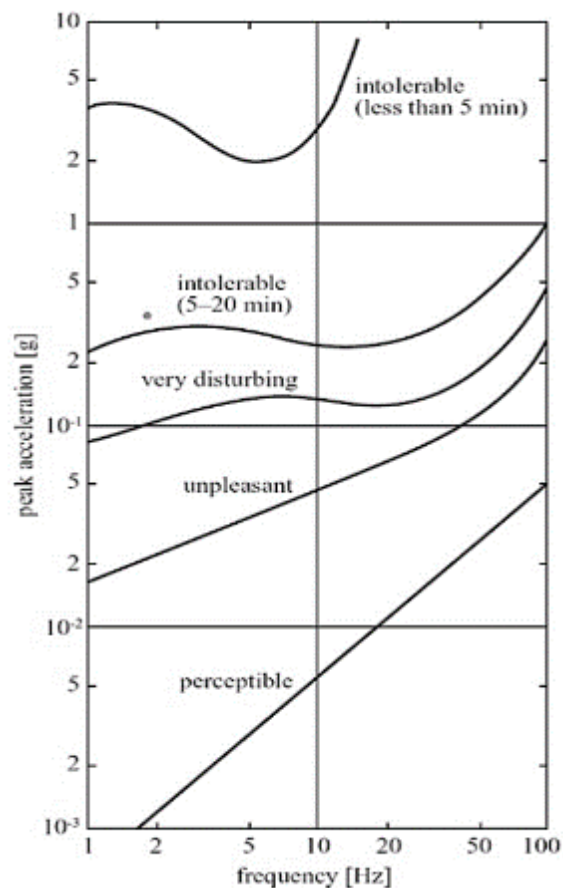


Figura 16 Tolerancias Confort para aceleraciones pico (Wenzel, 2009)

CAPÍTULO 3 COMPARATIVA Y ANÁLISIS DE DOS TIPOS DE REFUERZO EN UN CASO PRÁCTICO

Para el desarrollo del presente capítulo se considerará un caso práctico para la revisión y análisis de un puente el cual se encuentra en proceso de proyecto para su reforzamiento, por lo tanto, el análisis se enfocará exclusivamente en el análisis y comparativa numérica para el refuerzo de las nervaduras en la superestructura, excluyendo instrumentación del puente carretero para la comparación de resultados.

3.1 UBICACIÓN

La estructura por analizar se denomina puente “Juñapan” en el kilómetro 115 de la carretera federal 147 (Oaxaca-Tuxtepec) como se muestra en la Figura 17, la cual es una importante vía de comunicación para el subtramo Tuxtepec – Matías Romero. La posición geográfica de la estructura se presenta en las coordenadas 17.188885754993205, -95.18597220022636.

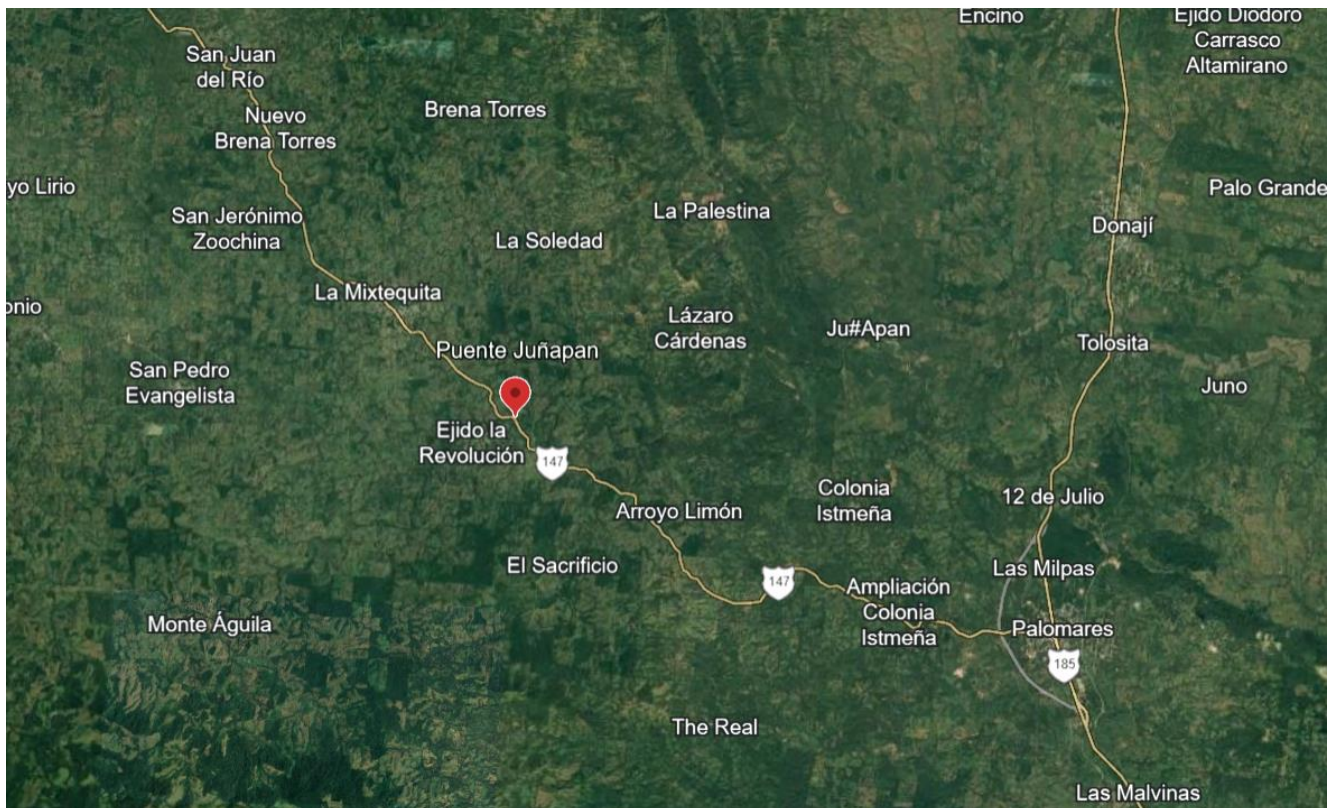


Figura 17 Ubicación general Puente Juñapan. (Earth, Puente Juñapan, 2023)

3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL

Para realizar de manera adecuada el análisis de la estructura es necesario obtener información respecto a sus propiedades geométricas y características básicas sobre las cuales está compuesta.

El puente presenta dos claros, claro 1: 30.2 m, claro 2: 31.3 m, dando así una longitud total de 61.5 m, con un ancho de calzada de 7.5 m, para dar paso a dos carriles de circulación vehicular, banqueta guarnición y parapeto para permitir el paso peatonal, como se aprecia en la Figura 18, dando así un ancho total de 9.1 m.

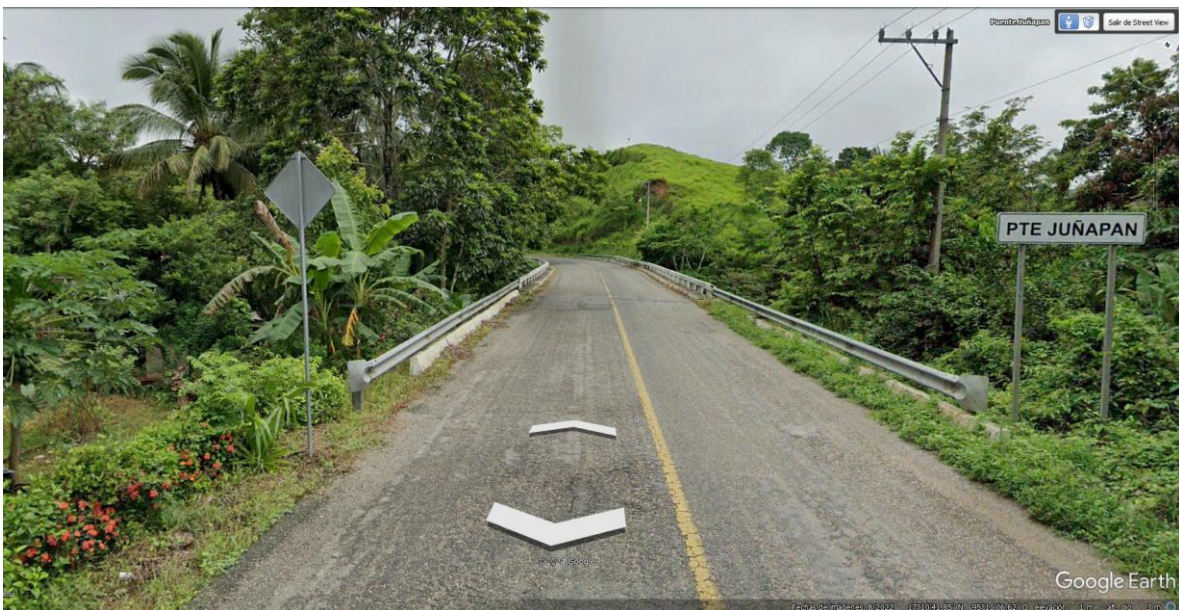


Figura 18 Puente vehicular Juñapan (Earth, Puente Juñapan Street view, 2022)

La superestructura presenta dos nervaduras centrales de concreto reforzado, las cuales presentan acero de refuerzo expuesto a la intemperie debido a desconches en la parte inferior de las mismas, como se aprecia en la Figura 19.



Figura 19 Superestructura vista inferior puente Juñapan (autoría propia).

3.3 RESUMEN DE LA INSPECCIÓN VISUAL Y DETALLADA

Derivado de los trabajos de inspección y estudios realizados, se detectaron daños considerables en el sistema estructural, el cual requiere reparación para poder tener un funcionamiento óptimo de la estructura, de estos se mencionan los más representativos.

- Se observan manchas de filtraciones, principalmente en las juntas constructivas y juntas de colado longitudinal.
- La losa presenta daño moderado que requiere repararse, requiere limpieza en la superficie y debajo de la losa.
- Las trabes localizadas en el centro de la superestructura presentan humedad, así como pérdida del recubrimiento en la parte inferior dejando el refuerzo expuesto, de igual manera han cambiado las solicitaciones de carga para estos elementos portantes, requiriendo reparación, limpieza y refuerzo externo en nervaduras.

3.4 RESUMEN DE LAS PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

Se realizaron las pruebas no destructivas consistentes en los ensayos esclerométricos, como se puede observar en la Figura 20, debido a que no se pudieron obtener los permisos correspondientes para la realización de pruebas destructivas.



Figura 20 Ensayo de esclerómetro realizado en losa. (autoría propia.)

A continuación, se presenta el resultado del ensayo esclerométrico:

Elemento estructural	Resistencia kg/cm^2
Nervadura 1	280
Nervadura 2	275
Losa	272

Para el análisis de los elementos, se usará una resistencia promedio conservadora de $250 kg/cm^2$, debido a las incertidumbres con las que contamos por la falta de extracción de núcleos y ensayo de estos.

3.5 CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y REQUISITOS ACTUALES

Se realizó el levantamiento geométrico de la superestructura, obteniendo los resultados mostrados en la Figura 21.

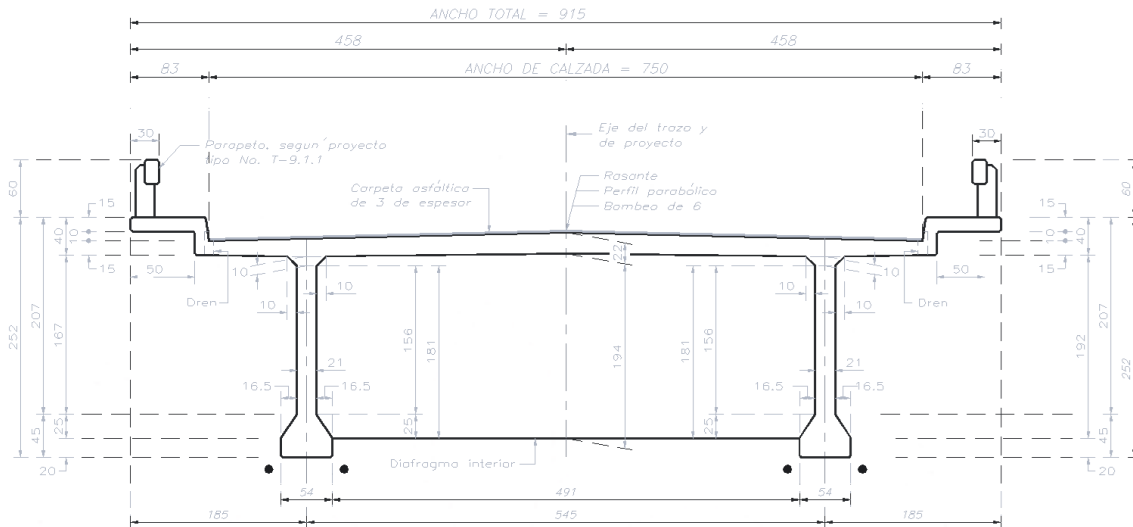


Figura 21 Superestructura existente, sección transversal. (autoría propia anexo B)

Todos estos datos fueron corroborados de acuerdo con los planos de proyecto, los cuales forman parte del cuarto compendio de proyectos tipo.

Para identificar la cantidad de refuerzo en las losas y nervaduras se utilizaron los planos de proyecto con la finalidad de tener una mayor certeza respecto a la distribución de estos, obteniendo la colocación presentada en la Figura 22.

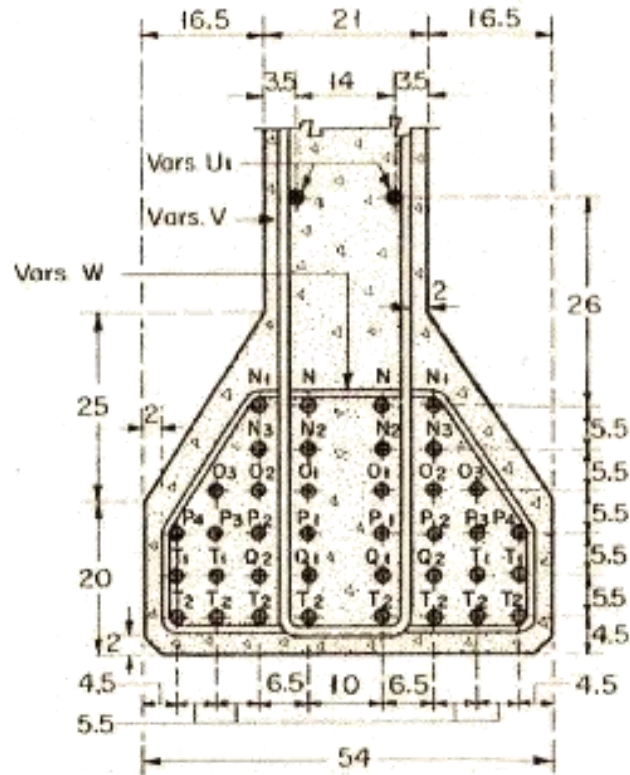


Figura 22 Distribución de acero en nervaduras. Recuperada de planos de proyecto. (SCOP, 1960)

De acuerdo con las especificaciones presentadas, en los planos señalan que para la construcción de las nervaduras se utilizó concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con un revenimiento de 6 a 8 cm y una compacidad no menor de 0.80. El cemento estaba sujeto a las especificaciones señaladas en la normativa SCOP 100-2 tipo I. El acero de refuerzo se consideró laminado en caliente con límite elástico de 4000 kg/cm^2 y con una resistencia a la ruptura mínima de 6000 kg/cm^2 , de acuerdo con las especificaciones señaladas en la norma SCOP 101-9.9.

Según los registros del año 2023 que presenta la unidad de datos viales de la Dirección General de Carreteras (DGC), se estima que el tránsito diario promedio anual (TDPA) en el puente es de 2032 vehículos, con una configuración como se muestra en la Figura 23.

En la Figura 24 se puede observar el incremento anual del TDPA en los últimos 10 años, apreciándose un incremento considerable, lo cual hace necesario un refuerzo estructural para mitigar las cargas demandadas por el aumento vehicular que circula por el puente.

Clasificación Vehicular Agregada

- Motos
- Autos
- Autobuses
- Camiones

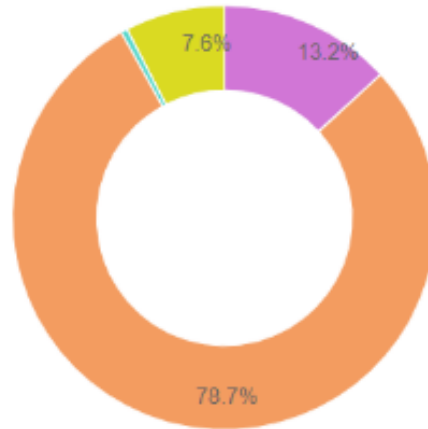


Figura 23 Clasificación vehicular 2022 carretera Tuxtepec - Ent. Palomares km 175 (SICT, Secretaría de Infraestructura Comunicaciones y Transportes, 2022)

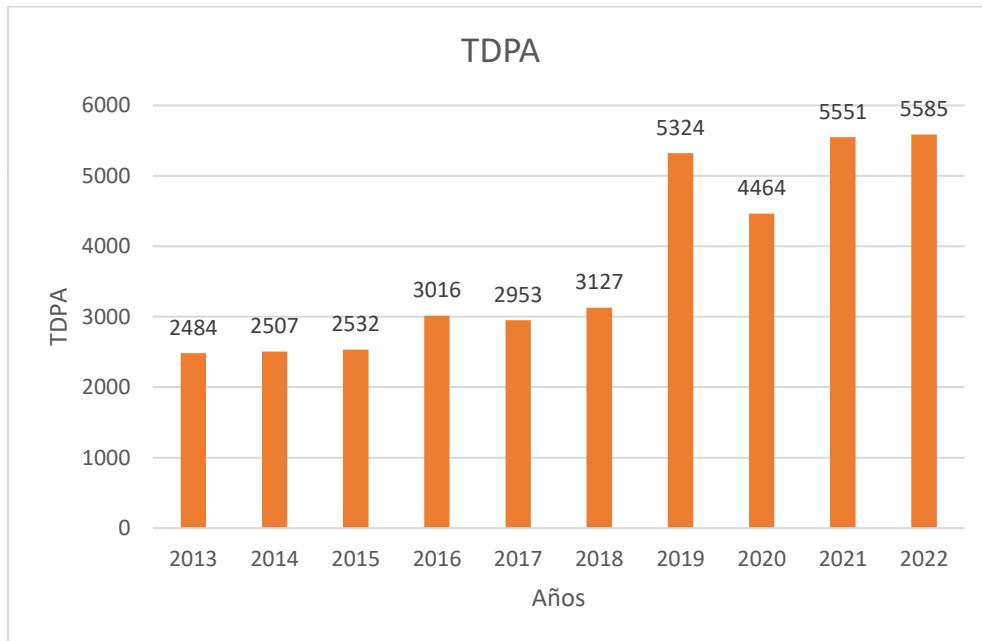


Figura 24 TDPA histórico, carretera Tuxtepec - Entronque Palomares km 175

El Puente “Juñapan” fue diseñado con las cargas del vehículo de diseño HS.15, el cual cuenta con un peso total de $w=13607.5$ kg, distribuido de la siguiente manera:

0.2W: Carga total del eje delantero.

0.8W: Carga total del segundo eje.

0.1W: Carga de cada llanta del eje delantero.

0.4W: Carga de cada llanta del segundo eje.

Esta distribución se puede ejemplificar de mejor manera en la Figura 25.

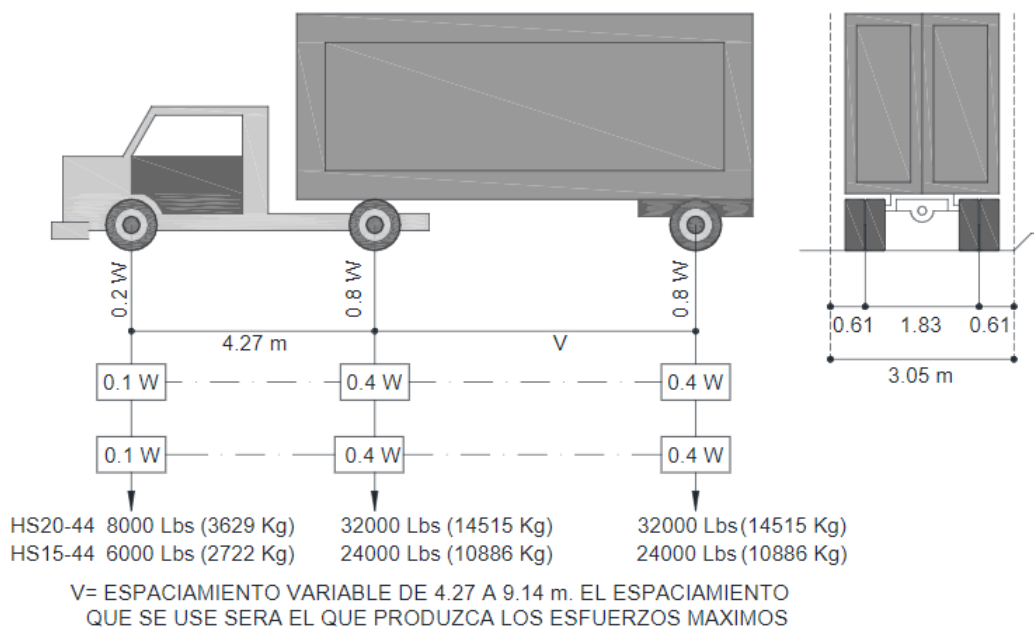


Figura 25 Distribución de cargas vehículo H-15 (Carranza Román, 2018)

La normativa mexicana sobre cargas vivas vehiculares considera las dimensiones y los pesos de grandes vehículos de carga con entre seis y nueve ejes de rodamiento que circulan en el país. Este enfoque hizo que la SCT realizara una recopilación de pesos y dimensiones de vehículos de carga durante los años 1993, 1994 y 1996, mediante esta información el IMT evidenció que los modelos de cargas vivas vehiculares, establecidos por reglamentos como el AASHTO, generaban elementos mecánicos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes máximas) bastante inferiores a los que ocasionan vehículos de carga, como son los

tipo T3-S3 y T3-S2-R4, como se observa en la Figura 26 y Figura 27. Este mismo problema fue detectado para carreteras secundarias, como se observa en la Figura 28 y Figura 29 (IMT, Modelo de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes en Mexico, 1999)

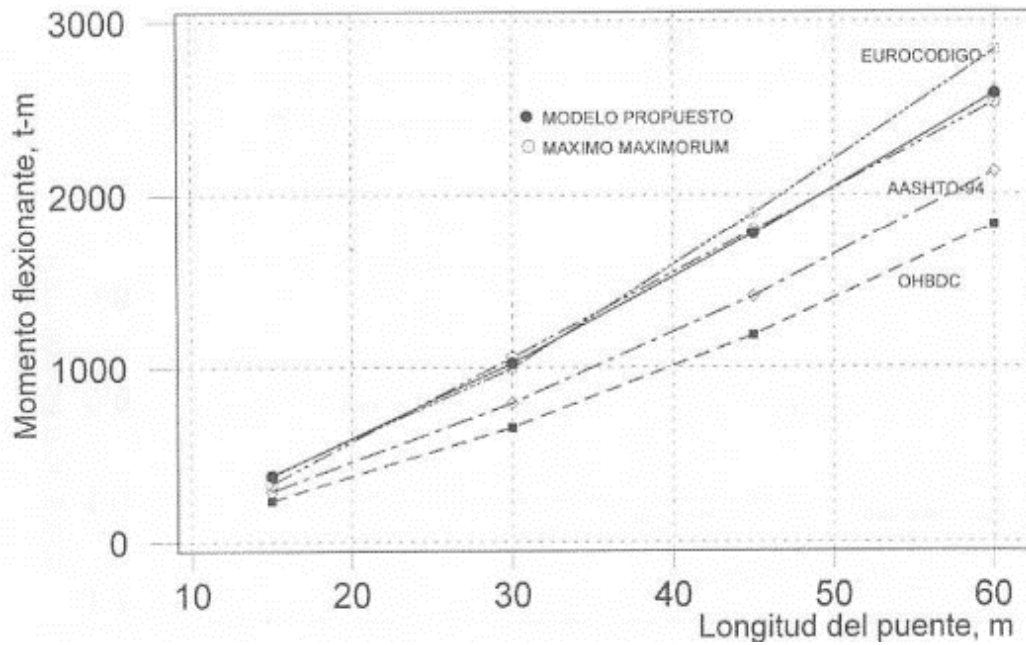


Figura 26 Momentos flexionantes vs longitudes para distintos códigos de diseño en carreteras principales (IMT, Modelo de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes en Mexico, 1999)

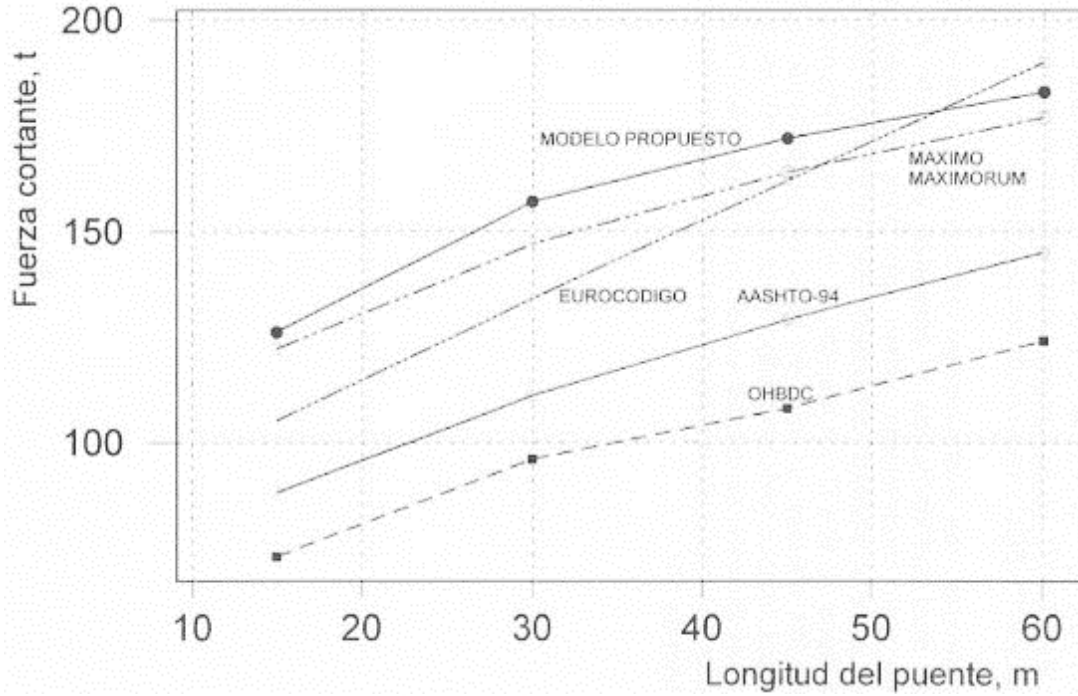


Figura 27 Cortantes máximas vs longitudes para distintos códigos de diseño en carreteras principales. (IMT, Modelo de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes en Mexico, 1999)

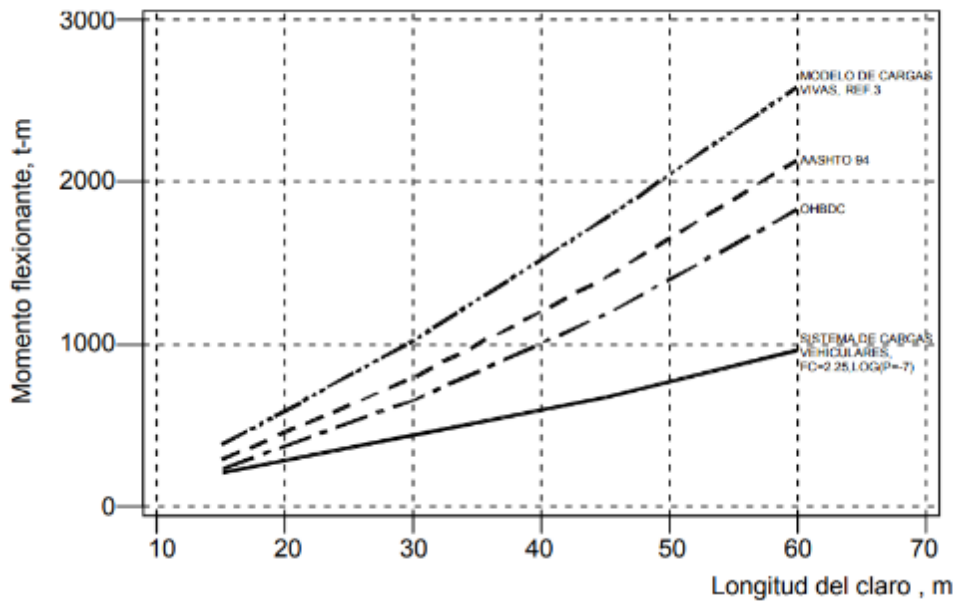


Figura 28 Momentos flexionantes vs longitudes para distintos códigos de diseño en carreteras secundarias (IMT, Sistema De Cargas Vivas Vehiculares Para Diseño De Puentes En Carreteras Alimentadoras, 1999)

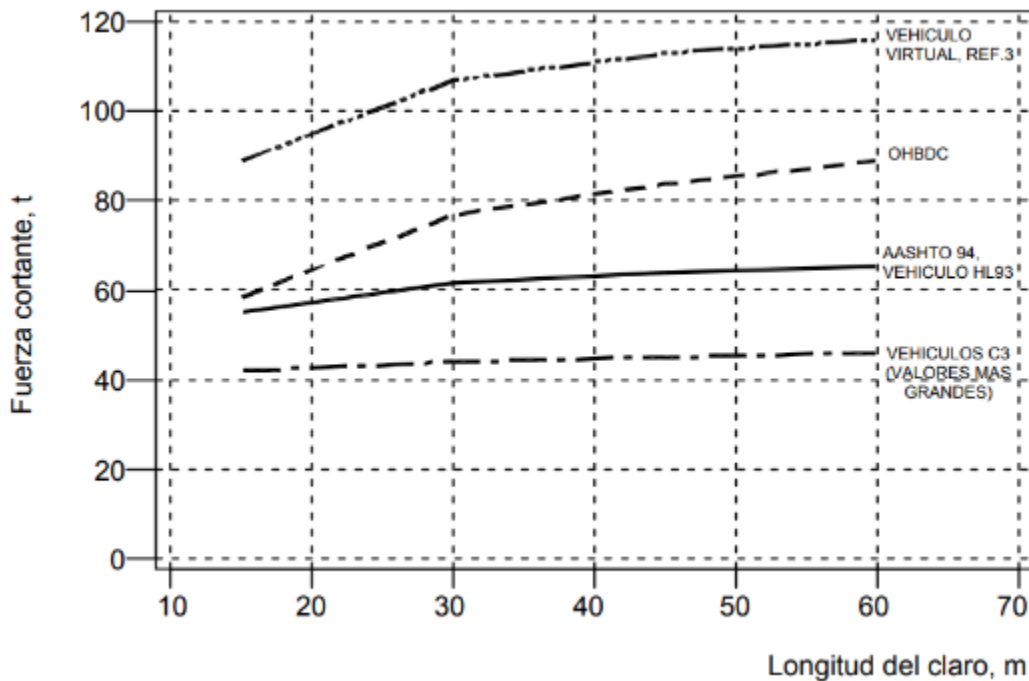
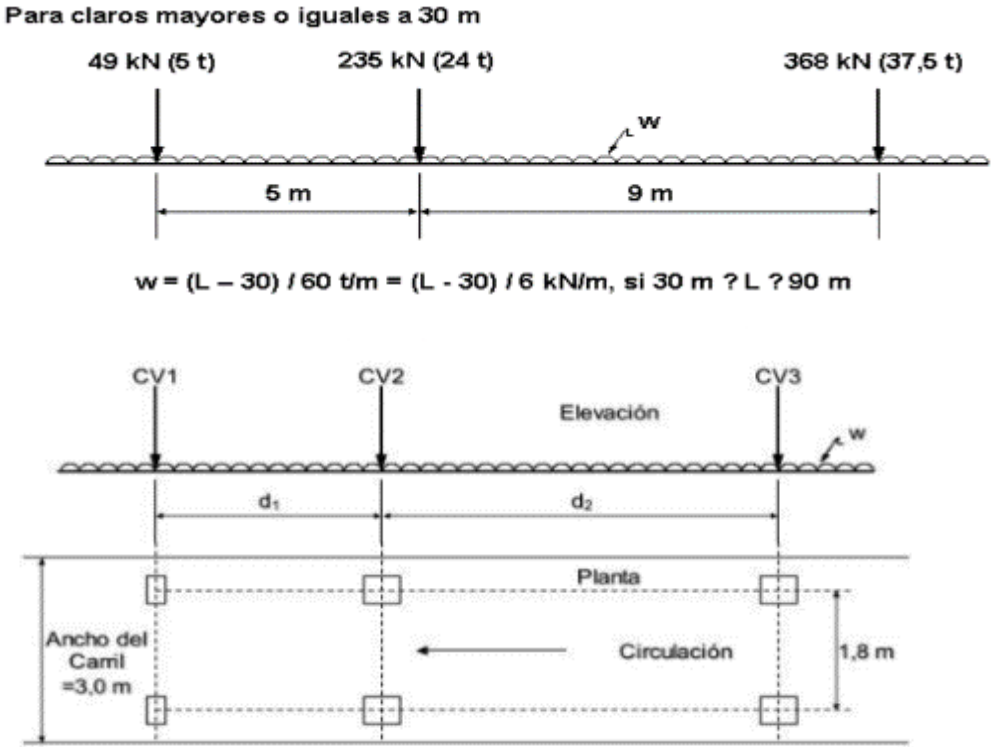


Figura 29 Cortantes máximos vs longitudes para distintos códigos de diseño en carreteras secundarias. (IMT, Sistema De Cargas Vivas Vehiculares Para Diseño De Puentes En Carreteras Alimentadoras, 1999)

La imperativa necesidad de contar con un modelo o sistema de cargas preciso en México se basa en la importancia de reflejar de manera exacta los considerables pesos que transportan los vehículos, asegurando un nivel de seguridad adecuado para las estructuras de puentes. En este contexto, han surgido los vehículos virtuales IMT, los cuales han sido sometidos a análisis y adaptación para la creación de la nueva normativa de la Secretaría de Infraestructura Comunicaciones y Transportes. Esta normativa tiene como objetivo guiar el diseño estructural de puentes recién construidos y la revisión de la seguridad, incluyendo, si es necesario, el reforzamiento de las estructuras ya existentes.

Los modelos de cargas vivas, identificados como IMT 66.5 (Figura 30) e IMT 20.5 (Figura 31), son modelos que fueron desarrollados específicamente para reemplazar a los modelos de la AASHTO, utilizados previamente. Como resultado, ofrecen un alto nivel de confiabilidad en lo que respecta a la seguridad estructural de los puentes frente a cargas de vehículos. La adopción de estos modelos no sólo significa una actualización técnica, sino también un paso significativo hacia la

mejora de la precisión y confiabilidad en la evaluación de la carga viva en las estructuras de puentes en el país, asegurando una mayor precisión y confiabilidad en la evaluación de cargas y, por ende, contribuyendo a la seguridad integral de estas importantes infraestructuras.



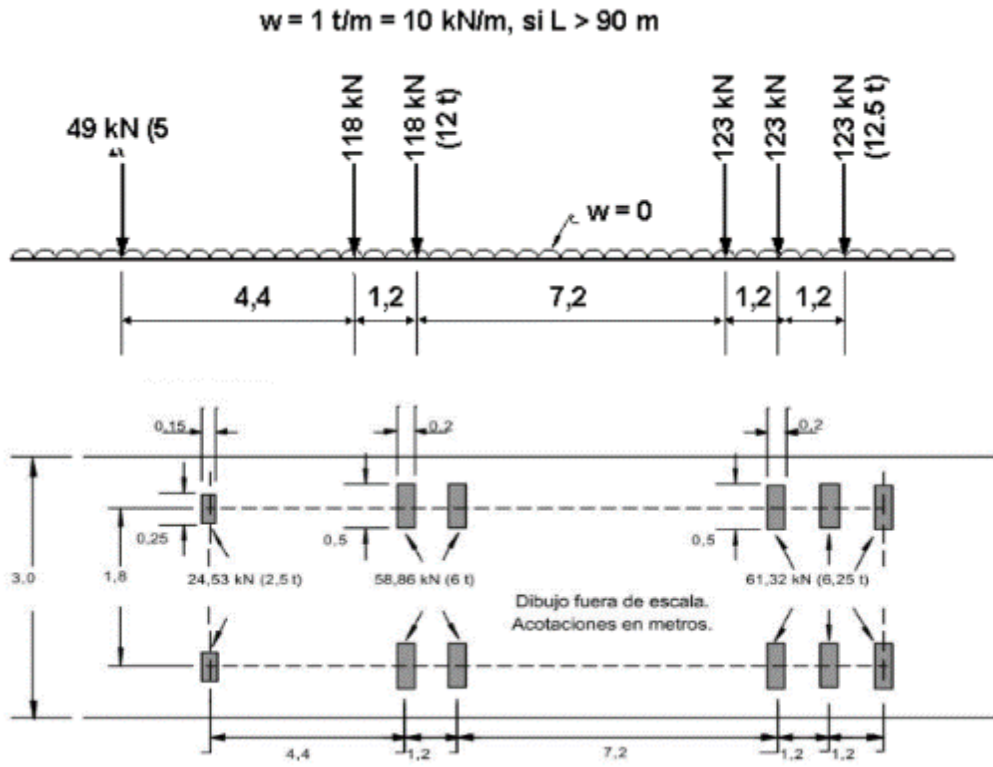
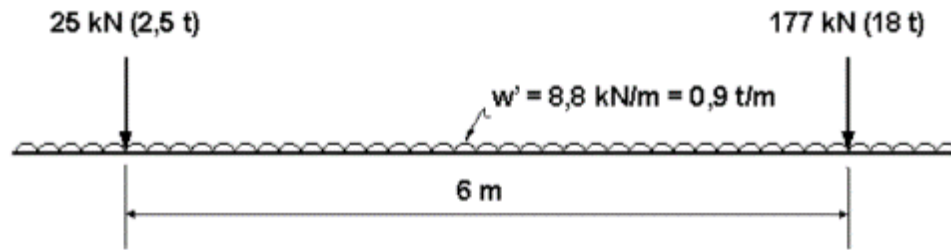


Figura 30 Modelo IMT 66.5 (Rascón Chávez, 2004)

Para claros mayores o iguales a 15 m



Para claros menores de 15 m

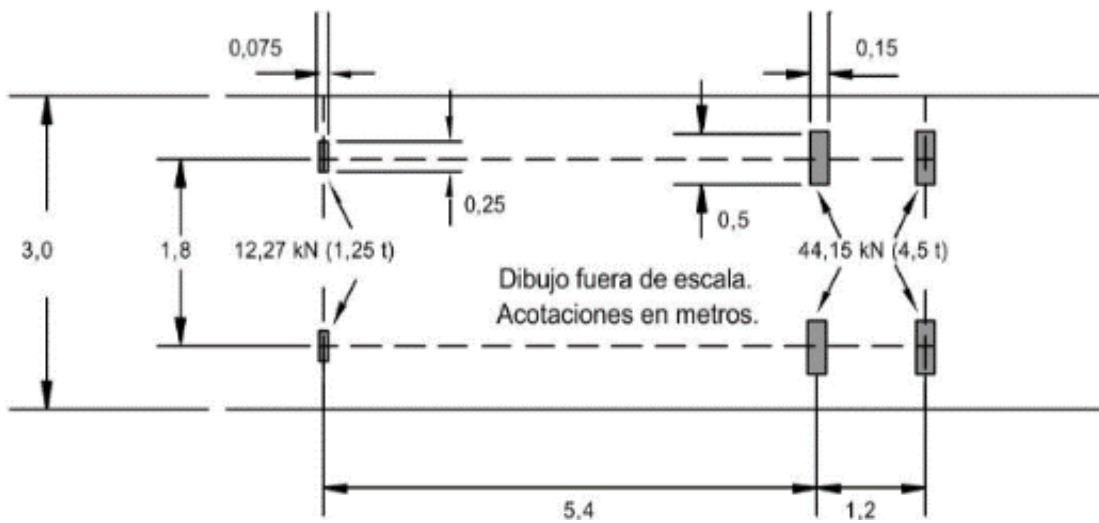
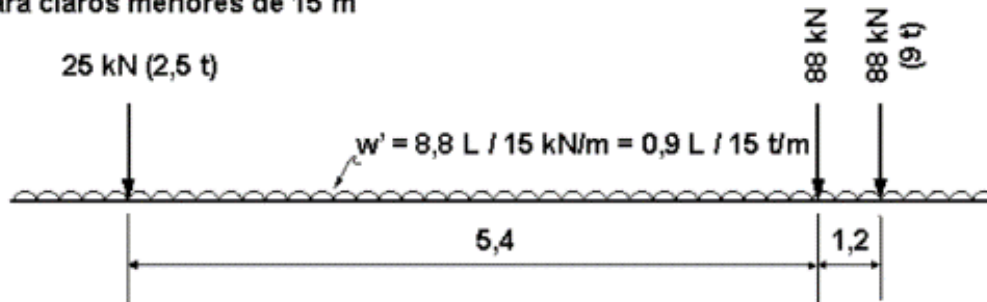


Figura 31 Modelo IMT 20.5 (Rascón Chávez, 2004)

3.6 DISEÑO DEL REFUERZO MEDIANTE COLOCACIÓN DE TORONES DE ACERO EXTERNOS

En este apartado, daremos inicio al análisis y revisión de la superestructura del puente, comenzando con la información general necesaria para llevar a cabo la evaluación de las trabes, definiendo las características generales de la estructura, así como el detallado geométrico de los elementos que conformarán la superestructura, además de incluir las especificaciones técnicas relevantes, cabe mencionar que este análisis es funcional para cualquiera de los dos claros debido a que presentan la misma longitud y distribución geométrica.

<i>Longitud total:</i>	61.5	m			
<i>Claro de las trabes</i>	30.75	m			
<i>Separación de eje trabes</i>	5.45	m			
<i>Diafragmas</i>	2				
<i>Numero de trabes</i>	2				
<i>Longitud de voladizo</i>	1.44	m			
			<i>Ancho total:</i>	8.8	m
			<i>Espesor de losa</i>	20	cm
			<i>Ancho de parapeto</i>	0.65	m
			<i>Espesor de losa</i>	0.20	m
			<i>Espesor de capa rod.</i>	0.04	m

Materiales:

<i>f'c en trabes y losas:</i>	250	Kg/cm ²	<i>E del concreto:</i>	237170.82	Kg/cm ²
<i>fy acero de refuerzo</i>	4200	Kg/cm ²	<i>E acero de refuerzo</i>	2000000	Kg/cm ²
<i>γ concreto</i>	2.4	Ton/m ³			
<i>γ carpeta asfáltica</i>	2.2	Ton/m ³			
<i>Longitud de voladizo</i>	1.44	M			

Ahora procedemos a hacer el detallado geométrico de la trabe a analizar, para lo cual se considerará una sección específica, que estará compuesta por la trabe de concreto armado en conjunto con la losa, como se muestra en la Figura 32, debido a que es un elemento monolítico, considerando para la losa un ancho "b" y un peralte total de 227 cm.

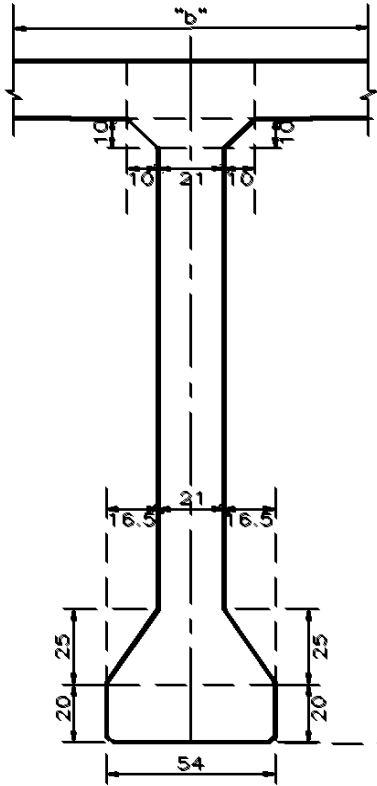


Figura 32 Dimensiones de la trabe existente.

Para el cálculo del ancho efectivo "b" se utilizará el menor valor obtenido de las ecuaciones (2), (3) y (4)

$$DL + b' = 5.24 + .21 = 5.45 \text{ m} \quad (2)$$

$$\frac{l}{4} = \frac{30.75}{4} = 7.68 \text{ m} \quad (3)$$

$$12 * T + b' = 12 * .2 * .21 = 2.61 \text{ m} \quad (4)$$

Donde:

b' = Espesor del alma de la trabe

DL = Distancia entre paños internos de las almas.

L = Claro o distancia máxima entre puntos de inflexión

T = Peralte de la losa

De los resultados anteriores podemos determinar que el ancho que aportará la losa a la sección será: $b = 2.61 m$. Este valor debe ser multiplicado por la relación modular equivalente, la cual se obtendrá de la ecuación (5).

$$n = \sqrt{\frac{f'c losa}{f'c trabes}} = 1 \quad (5)$$

Sin embargo, debido a que se está considerando una misma resistencia para trabes y losas, esta relación modular será igual a 1, por lo cual el ancho efectivo de la losa se mantiene como:

$$b = 2.61 m$$

Dato que será utilizado a continuación, en la Tabla 1 en donde se detallaran las propiedades geométricas de la sección.

Tabla 1 Propiedades Geométricas Sección Actual.

Propiedades geométricas						
H=	232	cm		Inercia x=	63316431.77	cm ⁴
Área=	9,539.50	cm ²		Inercia y=	73447729.914	cm ³
Centroide x=	130.5	cm		Módulo de sección sup=	759702.09	cm
Centroide Y=	153.9865	cm		Módulo de sección Inf=	440749.62	cm ⁴

Ahora procederemos a realizar el análisis longitudinal por carga viva del vehículo. En los códigos relacionados con el diseño y análisis de puentes, la carga viva de diseño no se ajusta a la carga de vehículos reales.

En cambio, se idealiza un tren de cargas para que los efectos generados en los sistemas abarquen el espectro de respuesta de aquellos provocados por los vehículos reales. Esta práctica se basa en la evidencia recopilada por la SCT en 1993, 1994 y 1996 (IMT, Formulación de la norma de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros, 2005) que demostró que los modelos de cargas vivas vehiculares establecidos en los reglamentos de diseño estructural de

puentes, como los de AASHTO en Estados Unidos de Norteamérica y de Ontario Canadá (LRFD, Bridge Design Specifications. AASHTO, EUA, 1ª Ed., 1994 y Ontario Highway Bridge Design Code. Ministry of Transportation, Ontario, Canadá, 3ª Ed., 1991), generan elementos mecánicos para el diseño inferiores a los ocasionados por los vehículos de carga, que circulan por las principales carreteras de México. Debido a lo anterior se realizará el análisis de la carga viva mediante el modelo IMT 66.5.

Es importante destacar que la posición de las cargas que produce el máximo momento flector en una sección no siempre resultará en el máximo esfuerzo cortante en esa misma sección. Para determinar el máximo esfuerzo cortante o momento flector, es necesario identificar primero la posición crítica de las cargas móviles, siendo crucial para un diseño eficiente.

En situaciones donde la carga varía a lo largo de la longitud de la viga, se puede emplear el teorema de las líneas de influencia, el cual se puede definir como una gráfica que muestra la variación de una acción externa o interna en un punto específico de un elemento o estructura, cuando sobre ellos actúa una carga móvil. Esta es una metodología que proporciona una manera estructurada y eficiente para evaluar y diseñar elementos estructurales.

Otra definición de también puede ser la siguiente:

“La línea de influencia se puede definir como una curva cuya ordenada da el valor de una respuesta estructural: reacción, carga axial, corte, momento, etc., en un elemento o sección fijos de una estructura (apoyo, barra, columna, etc.) cuando una carga unitaria está aplicada en la abscisa correspondiente a dicha ordenada” (Jairo Uribe Escamilla, 2000).

En su expresión fundamental, el teorema establece una relación matemática en la cual las ordenadas de la gráfica muestran la variación en los elementos mecánicos generados en múltiples puntos durante el desplazamiento de una carga móvil.

Una manera directa de obtener la línea de influencia es resolver las ecuaciones de equilibrio estático para diferentes posiciones de la carga unitaria.

La principal ventaja de las líneas de influencia radica en su capacidad para determinar la posición óptima de una carga o conjunto de cargas móviles que generen el efecto más desfavorable en un punto particular de una estructura. Estas líneas no sólo son útiles para analizar los efectos de cargas puntuales, sino que también permiten evaluar el impacto de cargas distribuidas de manera uniforme.

Otra opción para determinar los elementos mecánicos máximos producidos por una carga móvil es mediante el teorema de Barré, el cual dicta lo siguiente “El momento flector bajo una carga determinada es máximo cuando el punto medio entre la carga y la resultante de las cargas actuantes coincide con el punto medio de la luz” (Reinoso Bajaña & Zambrano Bernal, 2014).

Aplicando cualquiera de estas dos teorías en el primer claro, que será nuestra referencia de diseño, obtenemos los siguientes resultados:

Iniciando en	0	<i>m</i>
X Total =	13.22462406	<i>m</i>
MMAX	373.67	<i>t/m</i>
VMAX	57.20	<i>t</i>
R2 =	9.30	<i>t</i>
Cortante máximo al centro	28.5995935	<i>t</i>

Dichos resultados nos indican que el momento máximo se producirá cuando el eje más pesado del vehículo se encuentre a una distancia de 13.22 m desde el eje de apoyo del primer claro del puente, como se puede apreciar en los gráficos de la Figura 33 y Figura 34 todo esto conforme a la norma (SICT NIT, 2016).

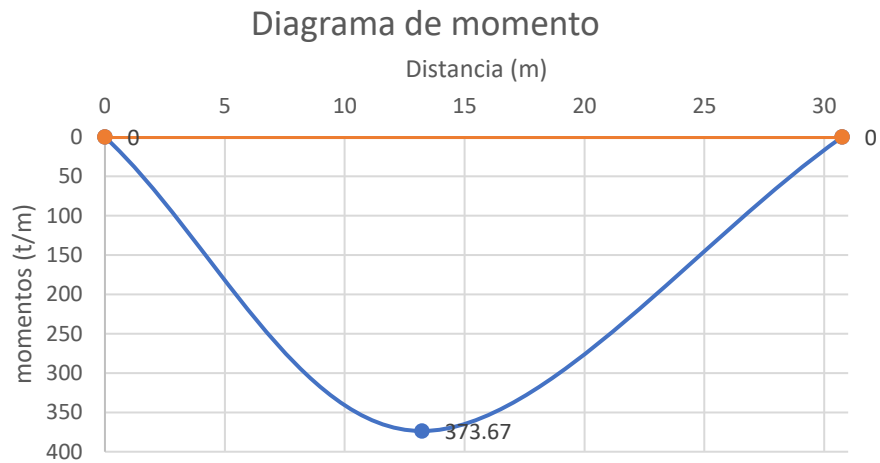


Figura 33 Diagrama de momentos por cargas vehiculares.

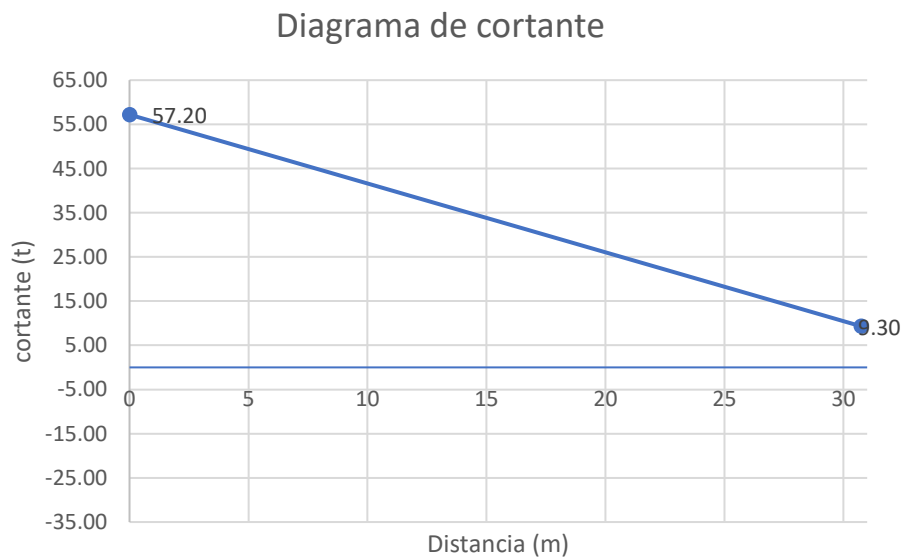


Figura 34 Diagrama de cortantes por cargas vehiculares.

3.7 FACTORES DE CONCENTRACIÓN IMPACTO, FRENADO Y ELEMENTOS MECÁNICOS

A partir de estos resultados obtenidos es necesario agregar múltiples factores, entre ellos el factor de concentración, el cual para este análisis no se podrá realizar a partir del método de COURBON ni AASHTO, debido a la condicionante que dicta que estos métodos son aplicables cuando se tienen 3 o más traveses, por lo cual, este factor se determinará mediante la colocación del vehículo de diseño dentro del carril en la condición más desfavorable. Es necesario mencionar que no se tomará en cuenta la posibilidad de que se invadan los carriles adyacentes. Para este ejemplo la condición más desfavorable se presenta cuando convergen dos vehículos de diseño, circulando al extremo de su carril como se muestra en la Figura 35.

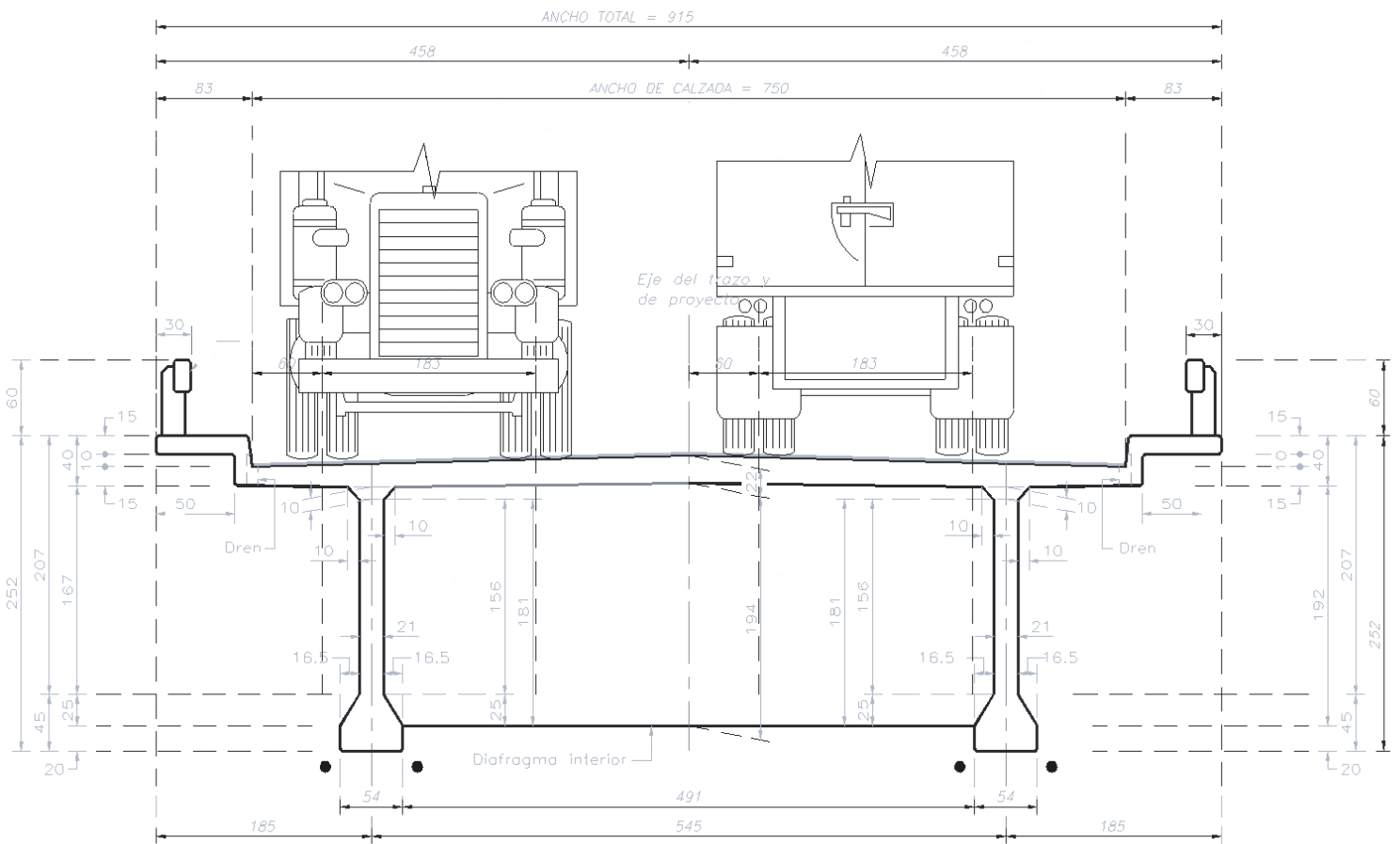


Figura 35 Vehículo de diseño colocado en la posición más desfavorable.

Si consideramos la carga del vehículo como una fuerza puntual, como se muestra en la

Figura 36, podemos realizar una sumatoria de momentos para poder encontrar la reacción en cada trabe, la cual tomaremos como factor de concentración.

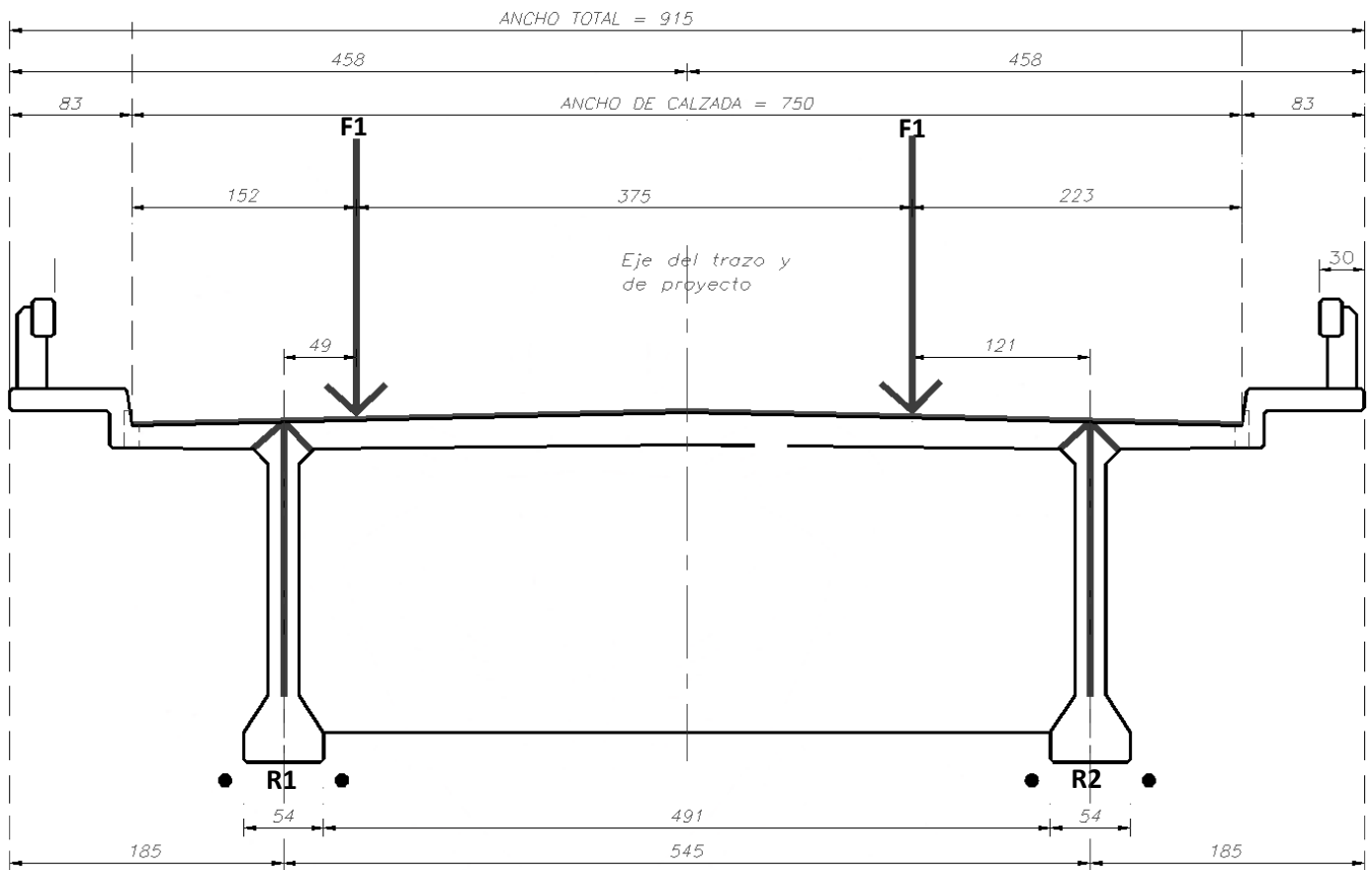


Figura 36 Fuerza puntual del vehículo de diseño.

$$\sum M_2 = 0 = F_1 * 1.21 + F_1 * 4.96 - R_1 * 5.45$$

$$R_1 = \frac{F_1 * 1.21 + F_1 * 4.96}{5.45} = 1.13 * F_1$$

$$\sum M_1 = 0 = -F_1 * 0.49 - F_1 * 4.24 + R_2 * 5.45$$

$$R_2 = \frac{F_1 * 0.49 + F_1 * 4.24}{5.45} = 0.867 * F_1$$

Debido a que buscamos la condición más desfavorable utilizaremos el factor de concentración de 1.13 el cual nos da los resultados mostrados en la Tabla 2:

Tabla 2 Elementos mecánicos multiplicados por factor de concentración

Mmax =	328.14	Tm
Vmax =	64.85	T

Donde:

Mmax= momento máximo producido por el vehículo de diseño IMT 66.5.

Vmax= Cortante máximo producido por el vehículo de diseño IMT 66.5.

Una vez obtenido el factor de concentración, es necesario calcular el factor de impacto que, de acuerdo con la norma N·PRY·CAR·6·01·003/01, “Se denomina impacto a un incremento en porcentaje que se aplica a las cargas vivas vehiculares sobre calzada para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura”. (IMT, Normativa Para La Infraestructura Del Transporte, 2024). Estos porcentajes se presentan en la Tabla 3 obtenida de la norma previamente citada.

Tabla 3 Factores de impacto para cargas vivas vehiculares.

Los elementos mecánicos por carga viva se incrementan por efecto del impacto en los porcentajes siguientes:
<ul style="list-style-type: none"> • Setenta y cinco (75) por ciento para los elementos que integren una junta de dilatación en la calzada.
<ul style="list-style-type: none"> • Cuarenta (40) por ciento cuando el elemento mecánico es producido por un solo eje (desglosado) del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5
<ul style="list-style-type: none"> • Treinta (30) por ciento si el elemento mecánico es producido por dos (2) o tres (3) ejes desglosados de los modelos IMT 66.5 o IMT 20.5
<ul style="list-style-type: none"> • Veinticinco (25) por ciento si el elemento mecánico es producido por más de tres (3) ejes (desglosados del modelo IMT 66.5)

Para este ejemplo, en particular, se utilizará un incremento del 30% de la carga viva, debido a que los elementos mecánicos calculados son producidos por 3 ejes desglosados del vehículo de diseño, como lo dicta la norma, obteniendo los resultados mostrados en la Tabla 4.

Tabla 4 Elementos mecánicos multiplicados por factor de impacto.

Mmax cv:	328.13	t/m	X	1.3	=	426.58	t-m
Vmax cv:	64.85	T	X	1.3	=	84.31	t

Posteriormente, se agrega el factor de frenaje, el cual equivale al 5% de la carga viva vehicular como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5 Elementos mecánicos multiplicados por factor de frenaje.

Mmax cv:	426.58	t/m	x	1.05	=	447.91	t-m
Vmax cv:	84.31	T	x	1.05	=	88.53	t

Aunado a esto, se agrega el factor de reducción por carriles múltiples, según las especificaciones LRFD, en el capítulo 3.4.1, se establece que, para el límite de fatiga, sólo se debe considerar un camión de diseño. A pesar de esto, utilizaremos los factores de reducción de carriles múltiples, de acuerdo con la norma N PRY CAR 6 01003/01 de la Normativa para la Infraestructura del Transporte de la SICT, como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6 Factor de reducción en carriles múltiples norma N PRY CAR 01003/01

Número de carriles cargados:	Factor de reducción por presencia múltiple
1	1,00
2	0,90
3	0,80
4	0,70
5	0,60
6 o más	0,55

Obteniendo así los elementos mecánicos presentados en la Tabla 7

Tabla 7 Elementos mecánicos multiplicados por factor de presencia múltiple.

Mmax cv:	447.91	t/m	x	0.9	=	447.91	t-m
Vmax cv:	88.53	T	x	0.9	=	88.53	t

Es esencial tener en cuenta diversas cargas al realizar el análisis estructural, incluyendo cargas transitorias, permanentes y fuerzas sobrepuestas. Entre estas, se encuentra la carga permanente que abarca la carga muerta en la estructura, como el peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales. Esto también engloba la carpeta asfáltica y las instalaciones, así como el peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

La carga muerta puede ser incorporada al peso de todos los componentes de la estructura, aquellos adheridos a ella, la cobertura, la carpeta asfáltica, capas futuras y el ensanchamiento proyectado. Considerar adecuadamente estas cargas permanentes es fundamental para evaluar la estabilidad y el rendimiento a largo plazo de la estructura.

A continuación, se hace el desglose de estas en la Tabla 8.

Tabla 8 Obtención de cargas muertas.

Peso propio de la trabe =	1.55112	Ton/m/Trabe
Peso propio de la losa de concreto =	2.112	Ton/m/Trabe
Peso de los diafragmas =	0.44352	Ton/m/Trabe
	2.555	Ton/m/Trabe
Peso de guarnición y parapeto =	0.80	Ton/m/Trabe
Peso de la capa de rodamiento =	0.825	Ton/m/Trabe
Total, Cargas Muertas =	5.73	Ton/m/Trabe

Estas cargas nos generan los elementos mecánicos máximos que se presentan en la Tabla 9.

Tabla 9 Elementos mecánicos debido a cargas muertas.

Tipo	Mmax	Vmax	V centro
Peso propio de la trabe =	183.3351	23.848	11.99242
Peso propio de la losa y diafragmas =	302.0504	39.291	19.64556
Peso de guarnición + Parapeto =	94.5562	12.3	6.15
Peso de la capa de rodamiento =	97.5111	12.684	6.3421875

Una vez obtenidos los elementos mecánicos máximos por carga muerta y por carga viva, se aplican las combinaciones de carga correspondientes a la tabla 3.4.1-1 Load Combinations and load Factors, del manual (AASHTO, 2020) como se muestra en la Tabla 10.

Tabla 10 Load Combinations and load Factors obtenida del manual AASHTO 2020

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Ya realizadas y comparadas las combinaciones se obtuvo que la combinación más desfavorable (combinación de servicio III), la cual presenta un momento por carga ultima:

$$M_u = 2016.140738 \text{ ton-m}$$

3.8 DETERMINACIÓN DEL REFUERZO NECESARIO

Con el momento previamente calculado procedemos a la determinar del número de torones requerido para reforzar la trabe, el cual generalmente se guía por los esfuerzos de tensión en el concreto en la fibra inferior, especialmente para la combinación más desfavorable, previamente mencionada, tanto en la sección de momento máximo como en los puntos de desvío. Durante el proceso de estimación del número de torones, se concentra exclusivamente en los esfuerzos en el centro del claro. Este enfoque permite evaluar de manera eficiente y específica los requisitos de refuerzo necesarios en las ubicaciones críticas para garantizar la resistencia y la seguridad estructural.

Para ello es necesario revisar los esfuerzos admisibles en el concreto, los cuales serán verificados mediante las siguientes expresiones.

Durante la transferencia:

$$\text{En tensión} = 0.8\sqrt{f'c} = 12.65 \text{ kg/cm}^2 \quad (6)$$

$$\text{En compresión} = 0.6 * f'c = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad (7)$$

Después de las pérdidas finales

$$\text{En tensión} = 1.6\sqrt{f'c} = 25.3 \text{ kg/cm}^2 \quad (8)$$

$$\text{En compresión} = 0.45 * f'c = 112.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (9)$$

Para analizar la cantidad de torones de acero necesarios al centro del claro para poder soportar las demandas actuales se utiliza la expresión 10.

$$f_i = -\frac{p}{A} - \frac{p * e}{Ix} + \frac{M_{pp} * e}{Ix} + \frac{M_{cu} * e}{Ix} \quad (10)$$

Donde:

p = Fuerza presforzante inicial.

A = Área de la sección.

e = Excentricidad.

I_x = Inercia.

M_{pp} = momento de peso propio.

M_{cu} = momento por cargas ultimas.

Supondremos una excentricidad $e=153$ cm desde el centroide de los torones hasta el centroide de la sección. Por lo cual, sustituyendo valores en la ecuación (10) obtenemos

$$f_i = -0.0001727 * p - 39.09 \quad (11)$$

Consideraremos un esfuerzo admisible a tensión de 26 kg/cm^2

Reemplazando la fuerza inicial obtenemos una fuerza presforzante necesaria de 401.7 toneladas, que genera un momento último de 1367.3 t-m. Dicha fuerza será compensada por los torones de acero.

Existen distintos diámetros de torones, como se muestra en la Tabla 11. Usualmente los torones se configuran con siete alambres, donde seis están firmemente trenzados alrededor de un séptimo alambre de diámetro ligeramente superior. La espiral de torsión tiene un paso que varía de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. Este torón garantiza una resistencia a la ruptura de $17,900 \text{ kg/cm}^2$, clasificado como grado 250K. Recientemente, se ha introducido un acero más robusto conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de $270,000 \text{ lb/pulg}^2$ ($18,990 \text{ kg/cm}^2$). En aplicaciones de concreto presforzado, el cable de siete hilos (uno central y seis periféricos) es el más utilizado, debiendo cumplir con las especificaciones de la norma A-416 de la ASTM.

Tabla 11 Propiedades y medidas de diferentes tipos de torones.

DIAMETRO NOMINAL		RESISTENCIA A LA RUPTURA		AREA NOMINAL DEL TORON		CARGA MINIMA PARA UNA ELONGACIÓN DE 1%	
GRADO 250 lbf							
Pulg.	mm	Lb	KN	pulg ²	mm ²	Lb	KN
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22	7,650	34
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.08	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.7	36,000	160.1	0.144	92.9	30,600	136.2
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

Para este caso práctico se considera el uso de torones de 0.6 pulgadas tensados al 75% de su esfuerzo presforzante último ($f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$), lo cual nos da un esfuerzo de 14250 kg/cm^2 . Para poder compensar la fuerza presforzante necesaria se podrá obtener mediante 28 torones.

Los torones se distribuirán de la siguiente manera: 14 torones en el costado izquierdo de cada trabe y 14 torones en el costado derecho.

Una vez conocida la cantidad de torones necesarios por trabe se procede a calcular las pérdidas que puedan surgir como consecuencia del proceso de tensado, las cuales se calcularan mediante la ecuación (12) de la siguiente manera.

$$\Delta f_s = ES + CRc \quad (12)$$

Donde:

Δf_s = Pérdida total del postensado

ES = Pérdida por acortamiento elástico

CRc = Pérdida por flujo plástico (relajación de los torones de acero)

El capítulo 5.9.3.2.a del manual LRFD establece fórmulas para el cálculo de las pérdidas iniciales asumiendo que el esfuerzo de los torones de acero es $0.75 f_{pu}$ para torones de baja relajación. Sin embargo, la práctica común asume las pérdidas iniciales como porcentaje del esfuerzo de pretensado inicial antes de la liberación, f_{pi} . En ambos procedimientos, las pérdidas iniciales asumidas deben ser verificadas y, si son diferentes del valor asumido, debería realizarse una segunda iteración. En

este ejemplo, se utiliza una pérdida inicial del 9% fpi. Para el cálculo de la pérdida por acortamiento elástico se calcula mediante la ecuación (13) de la siguiente manera:

$$ES = F_{cir} \frac{E_s}{E_{ci}} = 1737.88 \text{ kg/cm}^2 \quad (13)$$

Donde:

F_{cir} = Esfuerzo admisible en el acero de refuerzo.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto.

Para el cálculo de la pérdida por flujo plástico con la ecuación (14), se calcula de la siguiente manera

$$CR_c = 12 * F_{cir} - 7 * F_{cds} = 1539.14 \text{ kg/cm}^2 \quad (14)$$

Donde:

F_{cir} = Esfuerzo admisible en el acero de refuerzo.

F_{cds} = Esfuerzo admisible del concreto.

Para el cálculo por relajación de los torones de acero se utiliza la ecuación (15) y se calcula de la siguiente manera

$$CR_s = 1400 - (0.4 * Es) - (0.2 * CR_c) = 397.0171 \text{ kg/cm}^2 \quad (15)$$

Donde:

F_{cir} = Esfuerzo admisible en el acero de refuerzo.

F_{cds} = Esfuerzo admisible del concreto.

La suma de estas pérdidas nos da un total de:

$$4077.798 \text{ kg/cm}^2$$

Lo cual nos da un 10.68% de pérdidas comparadas contra el 10.5% propuesto inicialmente, por lo cual se considera que las pérdidas son aceptables, así que se considera que el análisis es adecuado.

Ahora se hará la revisión del esfuerzo debido al postensado, en distintos puntos del claro.

3.9 REVISIÓN DEL ESFUERZO DEBIDO A LOS TORONES DE ACERO EN DISTINTOS PUNTOS DEL CLARO

Se procede a calcular los esfuerzos actuantes a lo largo de toda la trabe, ya que los esfuerzos no son constantes debido a la desviación que se da en los torones de acero. El desviador se colocará a 7.6 m desde el apoyo, generando que las excentricidades de la fuerza presforzante sean variables, por lo cual es indispensable comparar dichos esfuerzos contra los esfuerzos admisibles calculados.

A continuación, se presentan las excentricidades y fuerzas presentes en las distintas longitudes.

Tabla 12 Excentricidades y fuerzas en diferentes longitudes.

	L1 (m) 5.00%	L2 (m) 10.00%	L3 (m) 15.00%	L4 (m) 20.00%	L5 (m) 25.00%	L6 (m) 30.00%
Distancia desde el apoyo	1.55	3.10	4.65	6.20	7.75	9.30
N. de Torones	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00
Excentricidad	7.88	43.88	80.88	117.88	150.88	150.88
P. Inicial	513912.0	513912.0	513912.0	513912.0	513912.0	513912.0
P. Final	499947.0	499947.0	499947.0	499947.0	499947.0	499947.0

Para hacer la revisión de los esfuerzos actuantes a diferentes longitudes de la trabe se realizará para las diferentes etapas constructivas.

Revisión de Esfuerzos 1ª etapa:

Tabla 13 Esfuerzos presentes a distintos puntos del claro durante la primera etapa.

	5.00%	10.00%	15.00%	20.00%	25.00%	30.00%
Elemento	1.550	3.100	4.650	6.200	7.750	9.300
δ_{superior}	-50.77	-35.04	-17.99	-0.21	15.85	12.63
δ_{inferior}	-44.95	-74.21	-105.94	-139.00	-146.88	-149.87

Revisión de Esfuerzos 2ª etapa:

Tabla 14 Esfuerzos presentes a distintos puntos del claro durante la segunda etapa.

	5.00%	10.00%	15.00%	20.00%	25.00%	30.00%
Elemento	1.550	3.100	4.650	6.200	7.750	9.300
δ_{superior}	-53.02	-40.96	-27.23	-12.42	1.11	-3.75
δ_{inferior}	-36.98	-59.42	-84.95	-112.50	-137.66	-128.63

Revisión de Esfuerzos 3ª etapa:

Tabla 15 Esfuerzos presentes a distintos puntos del claro durante la tercera etapa.

	5.00%	10.00%	15.00%	20.00%	25.00%	30.00%
Elemento	1.550	3.100	4.650	6.200	7.750	9.300
δ_{superior}	-62.91	-59.71	-53.79	-45.75	-37.95	-47.49
δ_{inferior}	-18.58	-24.55	-35.55	-50.51	-65.02	-47.26

De acuerdo con los esfuerzos admisibles calculados previamente en las ecuaciones (6), (7), (8) y (9) se puede observar que, en los distintos puntos del claro donde se presenta la variación de las excentricidades, los esfuerzos actuantes son menores que los admisibles, por lo cual el diseño se considera correcto

Posteriormente, se comparará el momento ultimo vs. el momento nominal calculado a partir del bloque de esfuerzos equivalente.

Tabla 16 Comparativa de momento ultimo vs momento nominal.

Mu =	1391.58	Ton-m
Dp =	247.00	cm
FPS =	18999.013	kg/cm ²
a=	17.52379568	cm
Wp=	0.06030456	
φ=	1	
Mn =	1774.305226	Ton-m

Debido a que la resistencia de la sección con los torones de acero después de considerar las pérdidas es mayor que el momento actuante se considera que el postensado es adecuado.

3.10 COMPORTAMIENTO RECTANGULAR DEL BLOQUE DE ESFUERZOS

Es necesario asumir el comportamiento de la sección como rectangular y verificar si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente, c , es menor o igual que t_s :

$$c \leq t_s \quad (16)$$

Donde:

c = profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente.

t_s = espesor de la losa o sección transversal considerada.

Esta comparación se realiza para garantizar que la profundidad del bloque no exceda el espesor de la losa o sección transversal, asegurando así que la asunción del comportamiento rectangular de la sección sea válida y apropiada para el cálculo. El cálculo de la profundidad del bloque equivalente se realizará por medio de la ecuación (17).

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_s - A'_s * f'_s}{\alpha_1 * f'_c * \beta_1 * b + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (17)$$

Donde:

A_{ps} = Área de acero de pretensado

A_s =Acero de refuerzo en tensión

A'_s =Acero de refuerzo en compresión

d_s = Distancia de la fibra superior a compresión al centroide del acero de refuerzo de tensión

d'_s = Distancia de la fibra inferior a tensión al centroide del acero de refuerzo de compresión.

f'_c = Esfuerzo de compresión del concreto de la losa.

f_y = Límite elástico del refuerzo de tensión.

f_y = Límite elástico del refuerzo a compresión.

β_1 = Factor de tensión del bloque de compresión.

α_1 = Factor de tensión del bloque de compresión.

$b_w = b$ = Ancho efectivo de patín.

c = Distancia entre el eje neutro y la cara de compresión.

El área y la separación del refuerzo de cortante deben determinarse a intervalos regulares a lo largo de toda la trabe. En este ejemplo de diseño, los procedimientos para el diseño por cortante transversal se demuestran a continuación determinando estos valores en la sección crítica cerca de los soportes.

El área y la separación del refuerzo de cortante deben determinarse a intervalos regulares a lo largo de toda la trabe. En este ejemplo de diseño, los procedimientos para el diseño por cortante transversal se demuestran a continuación determinando estos valores en la sección crítica cerca de los soportes.

Se proporciona refuerzo de cortante transversal cuando:

$$V_u > 0.5\phi * (V_v + V_p) \quad (18)$$

Donde:

V_u = Fuerza total de cortante factorizada.

V_c = Resistencia de cortante proporcionada por el concreto.

V_p = Componente de la fuerza efectiva de postensado en la dirección del cortante aplicada

$\phi = 0.85$

La sección crítica cerca de los soportes se calcula de acuerdo con la ecuación (19) obtenida del manual AASHTO LRFD en la sección 5.7.3.2:

$$0.5 * d_v * \cot (\theta) \quad (19)$$

Donde:

d_v = Profundidad de corte efectiva. Distancia entre las resultantes de las fuerzas de tensión y compresión, $(d_e - a/2)$, pero no menos que $(0.9*d_e)$ o $(0.72*h)$.

d_e = La altura efectiva correspondiente desde la fibra de compresión extrema hasta el centroide de la fuerza de tensión en el refuerzo de tensión.

a = Altura del bloque de compresión al centro del claro ($\beta_1 * c$)

θ = Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonales. Propuesta inicial.

3.11 REVISIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES

Dentro del proceso de la revisión estructural, resulta indispensable llevar a cabo una evaluación exhaustiva de los esfuerzos cortantes que se presentarán a lo largo de la trabe analizada. Este paso resulta indispensable para garantizar que dichos esfuerzos se mantengan dentro de los límites permitidos y que no sean excedidos para, así, poder garantizar la integridad estructural de la trabe y prevenir posibles fallas o daños.

El diseño de cortante en cualquier sección está condicionado por el ángulo de los esfuerzos de compresión diagonales presentes en dicha sección.

La aparición de grietas diagonales es un fenómeno común en elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y cortante, ya que estos dos tipos de esfuerzos se combinan para crear un estado biaxial de esfuerzos. Cuando los esfuerzos principales de tensión superan la resistencia del concreto, las grietas se forman en el material.

En áreas donde predominan grandes momentos flexionantes, los esfuerzos son máximos en la fibra extrema del miembro, lo que ocasiona grietas verticales debido a la flexión. Por otro lado, en zonas con elevados esfuerzos cortantes, se generan esfuerzos de tensión principal, conocidos como tensión diagonal, aproximadamente a 45 grados con respecto al eje del miembro, lo que resulta en grietas inclinadas, como se muestra en la Figura 37.

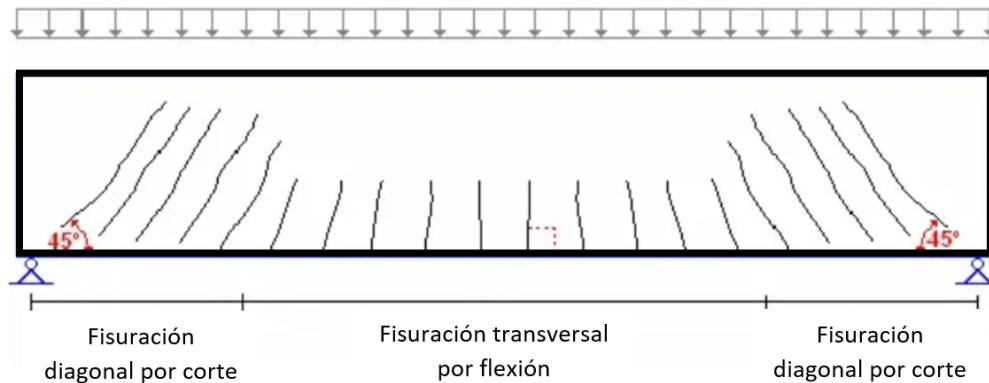


Figura 37 Mapa de fisuras en una viga simplemente apoyada.

El proceso de diseño de corte se inicia de manera iterativa al asumir un valor para θ . Como referencia, en áreas con altas fuerzas cortantes y bajos momentos de flexión, el ángulo θ generalmente varía entre 20° y 30° . En contraste, para áreas con fuerzas cortantes bajas y momentos flectores elevados, el ángulo θ suele oscilar alrededor de 45° . Siguiendo estas pautas, generalmente se realizan dos iteraciones, siendo suficientes en la mayoría de los casos. Estas consideraciones orientan el diseño de cortante de manera eficiente en función de las características específicas de carga y flexión en la sección.

La resistencia nominal al corte de la sección, representada como V_n , se compone de la contribución del concreto (V_c) y la contribución del acero (V_s), según la ecuación (20).

$$V_n = V_c + V_s \quad (20)$$

Aunque el concreto tiene una buena resistencia a la compresión, su resistencia a la tensión es relativamente baja. Por lo tanto, cuando una viga está sometida a esfuerzos cortantes, es importante que haya suficiente refuerzo de acero para resistir estas fuerzas y prevenir el agrietamiento y la falla prematura. En este caso, se excluye por completo el acero presente actualmente en la trabe y se enfoca exclusivamente en la resistencia proporcionada por los torones de acero. Es crucial destacar que la ubicación de estos torones desempeña un papel fundamental en la mitigación de los esfuerzos cortantes últimos que la trabe pueda experimentar. La disposición precisa de los torones garantiza una distribución efectiva de las cargas

y fortalece la capacidad de la trabe para resistir los esfuerzos cortantes máximos, lo que contribuye significativamente a la integridad estructural.

Los esfuerzos cortantes presentes a distintas longitudes del claro obtenidos de acuerdo con el análisis son los que se presentan en la Tabla 17

Tabla 17 Cortantes a distintos puntos del claro.

Cortante en distintos Puntos del Claro						
Longitud del claro	0	10%L	20%L	30%L	40%L	50%L
Vu (Ton)	264.190	227.416	190.642	153.868	117.094	80.319

Dichos cortantes pueden representarse en el diagrama de la Figura 38.

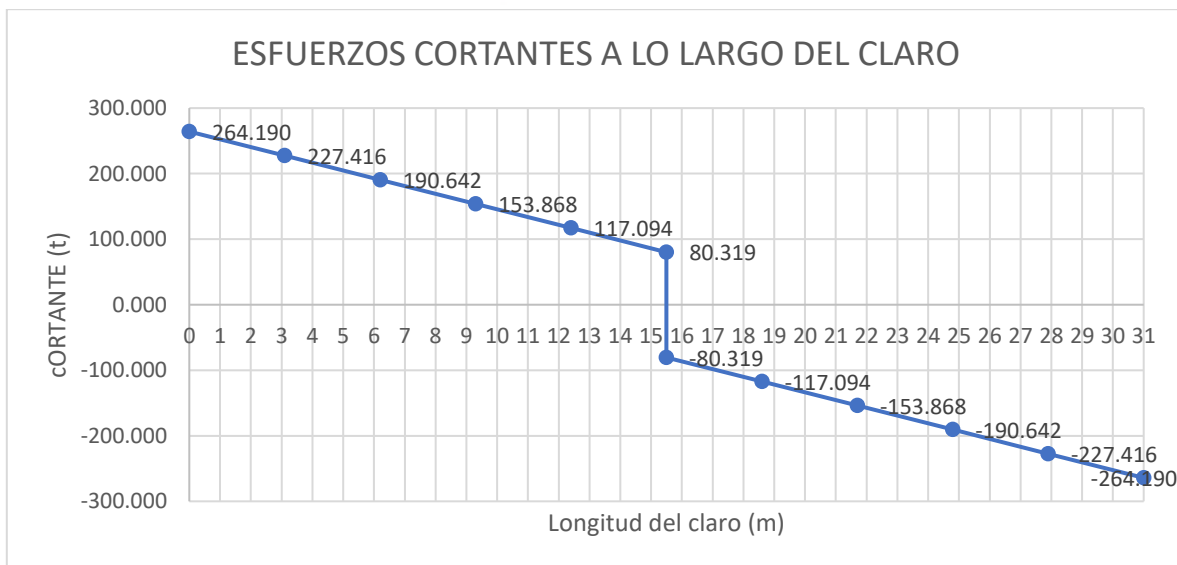


Figura 38 Diagrama de esfuerzos cortantes actuantes a lo largo de la trabe.

Una parte de los esfuerzos cortantes son absorbidos por el concreto, el cual presenta una resistencia

$$\phi V_c = 34.703 \text{ ton}$$

El resto de los esfuerzos serán absorbidos por medio de los torones de acero, los cuales están ejerciendo una fuerza de 558.6 toneladas de manera horizontal en la parte central y una componente diagonal de 626.9314 toneladas en un ángulo de 27°. Mediante la realización de un diagrama de cuerpo libre se obtiene una componente vertical $V_s = 284.62 \text{ ton}$, la cual multiplicada por el factor $\phi = 0.85$ y

sumando la resistencia del concreto nos da una resistencia nominal a cortante igual a:

$$V_s = 276.63 \text{ ton}$$

Por lo cual los esfuerzos cortantes son absorbidos de manera satisfactoria por los torones de acero y el área de concreto.

Los torones de acero se anclarán como se muestra en la , estos serán anclados en los extremos por una placa de acero detallada en la Figura 39 en la cual se colocarán pernos de anclaje como se muestra en la y Figura 43, así mismo se colocaran los desviadores como se detallan en las Figura 40 y Figura 41.

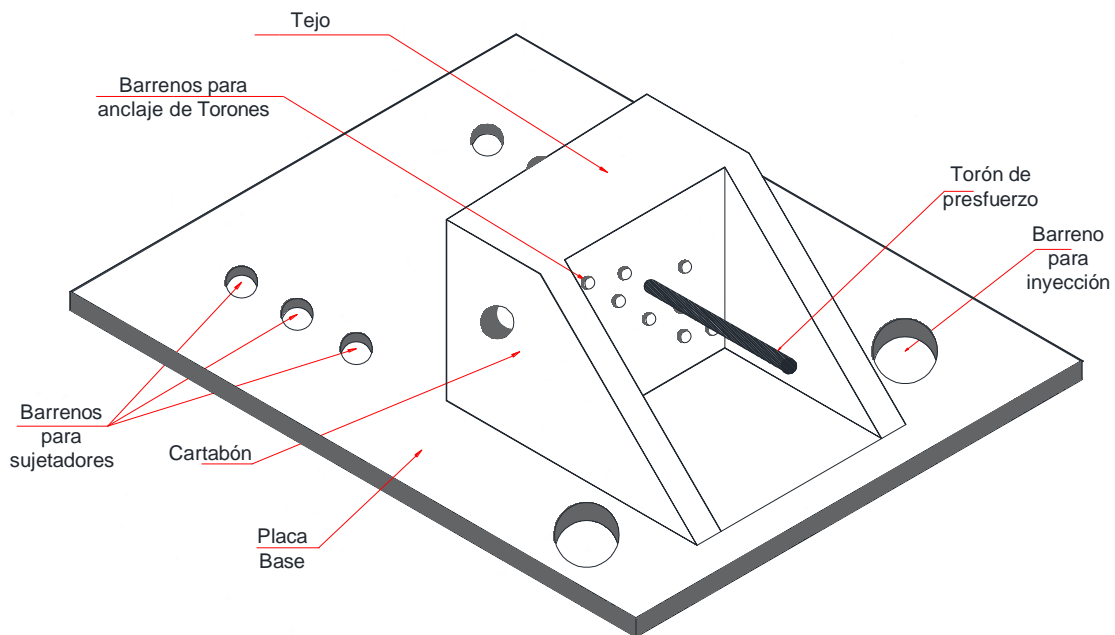


Figura 39 Detalle de conector de anclaje.

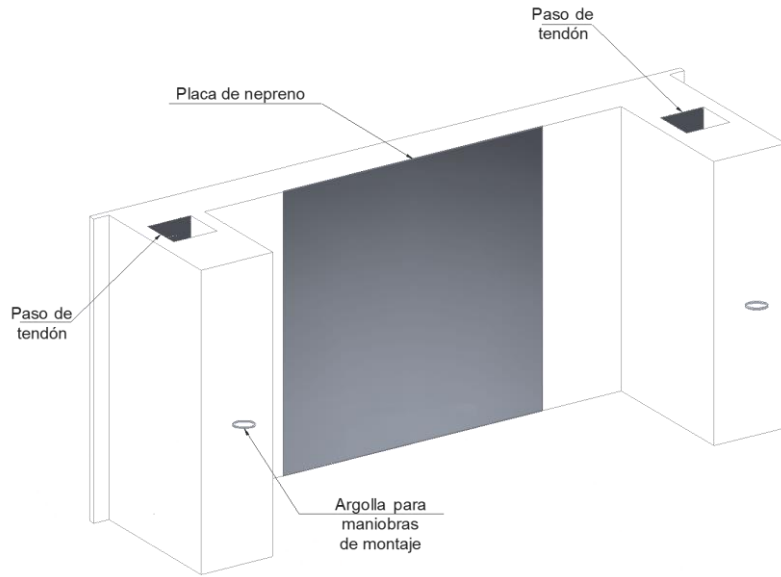


Figura 40 Detalle de desviador para la colocación de los torones externos.

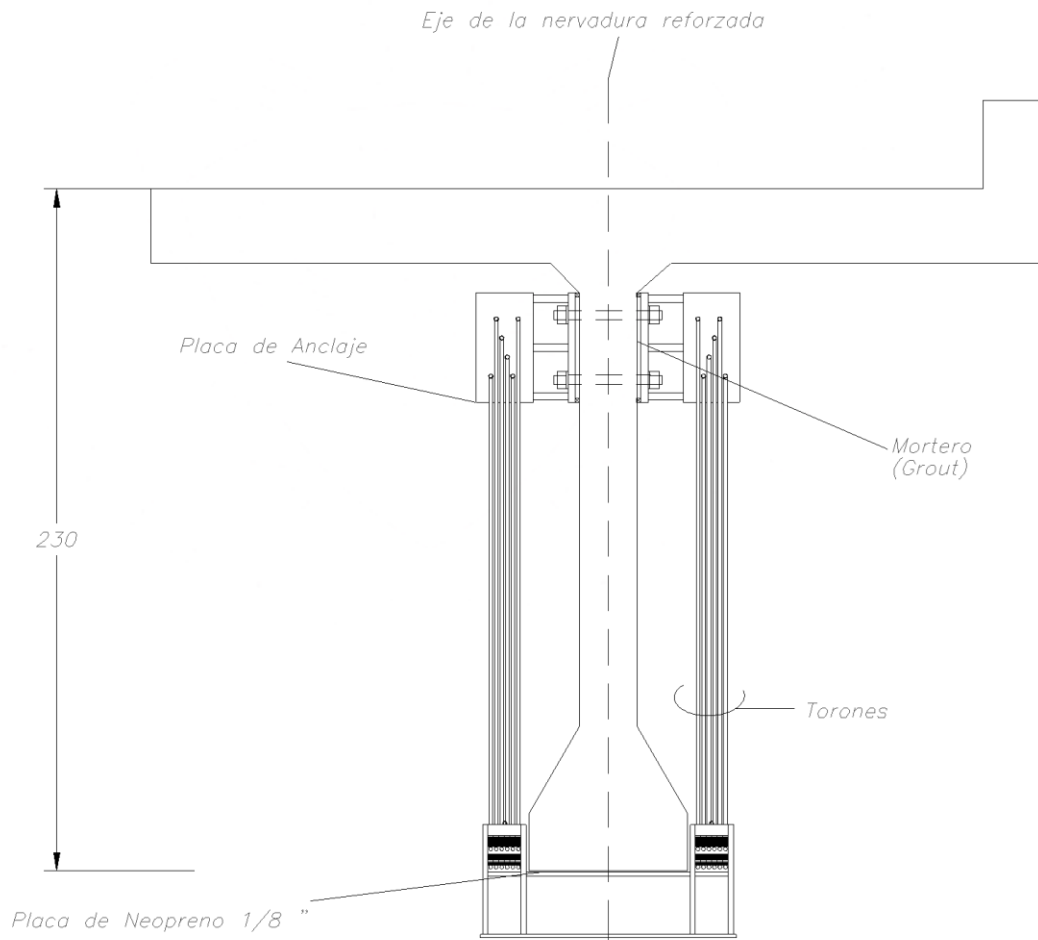


Figura 41 Corte transversal para colocación de anclajes.

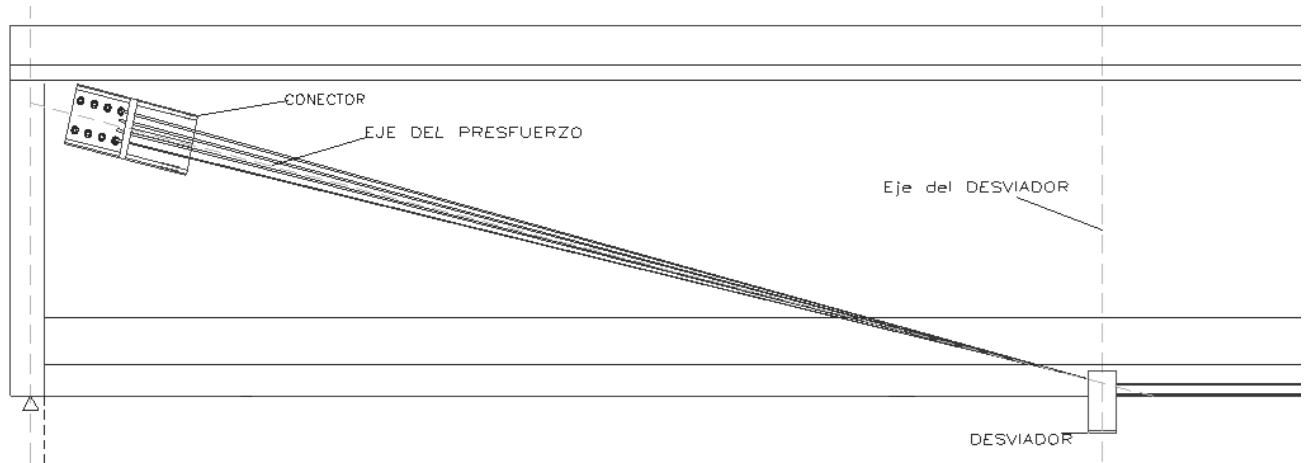


Figura 42 Corte longitudinal para colocación de preesfuerzo externo.



Figura 43 Trabe reforzada con torones externos (Reestructuración de Puentes)



Figura 44 Desviador de torones externos, imagen recuperada de (Reestructuración de Puentes)



Figura 45 Carretera 55-D Atlacomulco - Toluca (Gaona, 2023)

3.12 DISEÑO DEL REFUERZO MEDIANTE FIBRA DE CARBÓN

La configuración más utilizada para el refuerzo utilizado en aplicaciones estructurales se conoce como laminado. La variación en la orientación de las fibras en cada lámina y su disposición dentro del laminado permite obtener un amplio espectro de propiedades mecánicas y físicas.

Las características mecánicas del material reforzado están condicionadas por el porcentaje volumétrico de fibras alineadas en la misma dirección, asimismo influyen las propiedades mecánicas de las fibras, su longitud, forma y composición, además de las propiedades mecánicas de la resina y la adherencia entre las fibras y el elemento estructural.

Además, las propiedades de la matriz desempeñan un papel fundamental en la resistencia al corte del material compuesto, así como en sus propiedades químicas, eléctricas y térmicas. También contribuyen a proporcionar apoyo lateral para prevenir el pandeo de las fibras bajo cargas de compresión.

Como características generales, es posible resaltar elevadas fortalezas mecánicas (con comportamiento lineal hasta el punto de ruptura), resistencia a la corrosión, inmunidad frente a ataques químicos, peso ligero, disponibilidad en diversas longitudes (eliminando la necesidad de uniones), excelente resistencia a la fatiga, propiedades dieléctricas notables, entre otros atributos destacados.

Con el fin de visualizar la diversidad en las propiedades de los materiales compuestos según el tipo de fibra y resina utilizados, se presenta en la Figura 46 la relación tensión-deformación (a través de ensayos uniaxiales) para varias fibras, junto con los resultados para el acero de postensado. Se observa claramente la naturaleza completamente lineal de las tensiones-deformaciones en los materiales compuestos llevados hasta su punto de rotura.

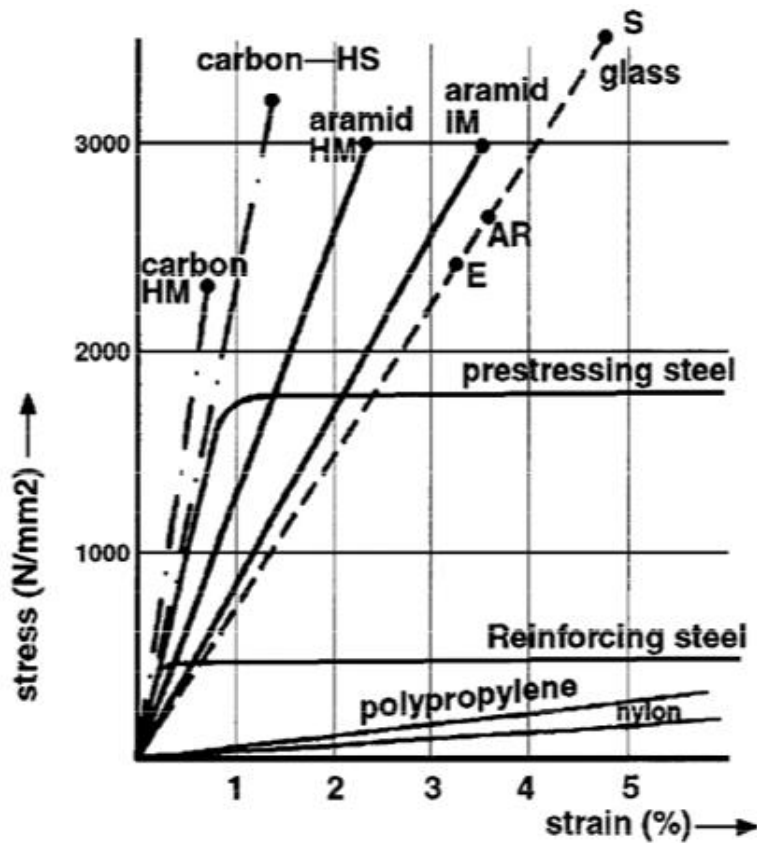


Figura 46 Curvatura tensión deformación de diversos tipos de fibras (Guades, 2016)

Para poder hacer un correcto refuerzo y resistir los esfuerzos cortantes transmitidos al sustrato a través de la interfaz entre el concreto y el laminado compuesto, se aconseja la aplicación en elementos de hormigón con una resistencia a la compresión $f_c > 200 \text{ kg/cm}^2$.

Se realizará la obtención de la resistencia a flexión de la trabe en su estado actual considerando los parámetros de la Figura 47.

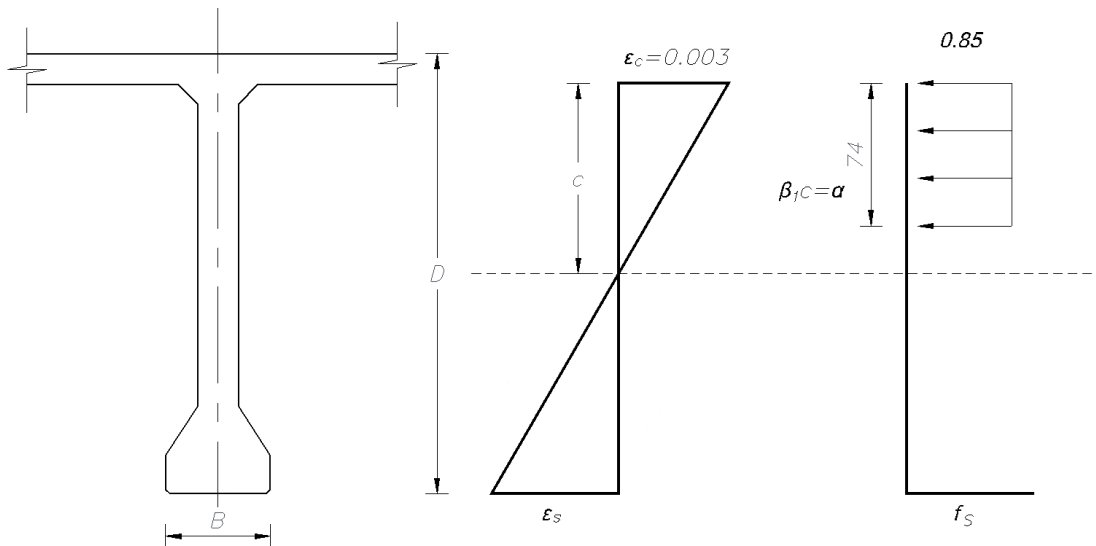


Figura 47 Distribución de esfuerzos internos de la trabe sometida a flexión

Por equilibrio, en la sección se obtendrá el momento nominal de acuerdo con la ecuación (21).

$$\phi Mn = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (21)$$

Obteniendo así:

$$\phi Mn = 1510.597884 \text{ ton-m}$$

Considerando la resistencia del elemento en su estado actual comparándolo con el momento último, calculado en la sección 3.1, podemos determinar que es necesario el diseño de refuerzo para resistir las demandas actualmente requeridas.

Para el cálculo de la cantidad de refuerzo mediante fibra de carbón según la información proporcionada por el proveedor, se emplearán las propiedades físicas y mecánicas, señaladas en la Tabla 18

Tabla 18 Propiedades físicas y mecánicas

$f^*fu =$	6206	kg/cm ²	Resistencia máxima a la tracción
$Ef =$	370000	kg/cm ²	Módulo de Tracción
$\varepsilon^*fu =$	0.0143	kg/cm ²	Esfuerzo máximo de rotura
$tf =$	1.02	(mm)	Espesor nominal

Ahora procederemos a realizar el cálculo de la deformación inicial al instante de colar FPR que, de acuerdo con el capítulo 10.2.3 del ACI 4402R -2017, indica que la deformación inicial en el sustrato adherido (ϵ_{bi}) se puede calcular mediante un análisis elástico del elemento existente (Figura 48), teniendo en cuenta todas las cargas que actuarán sobre él durante la instalación del sistema FPR, asimismo, debe basarse en las propiedades de la sección agrietada.

Estas deformaciones deben considerarse deformaciones iniciales y deben ser excluidas del FRP (Arduini & Nanni, 1997).

Para este ejemplo práctico se obtuvo un resultado de deformaciones iniciales iguales a:

$$\epsilon_{bi} = 0.000436175112461837$$

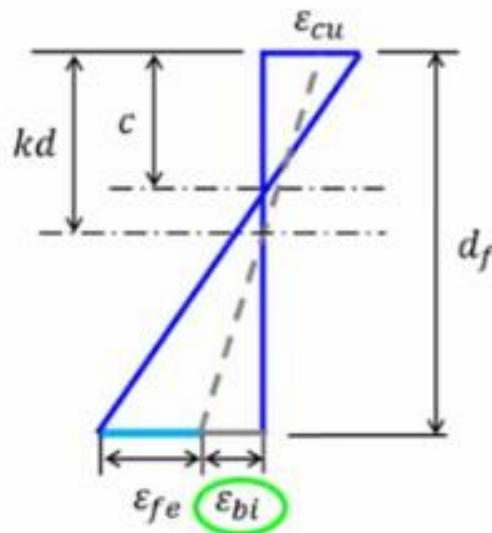


Figura 48 Diagrama de esfuerzos de una sección reforzada con FRP.

Conforme al Capítulo 10.1.1 del ACI 440.2R-2017, se establece que la resistencia a la flexión de una sección está intrínsecamente vinculada al modo de falla predominante. Es esencial comprender los diversos modos de falla relacionados con la flexión en una sección reforzada con FPR, lo cual resulta necesario para un

análisis preciso y la selección adecuada de estrategias de refuerzo, asegurando así la integridad estructural.

1.- Aplastamiento del concreto a compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.003 \quad (22)$$

2.- Fluencia del acero en tensión seguido por la rotura del laminado FRP

$$f_s = f_y \text{ seguido de } \varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fu} \quad (23)$$

3.- Fluencia del acero en tensión seguido por el aplastamiento del concreto sin falla del refuerzo externo FRP

$$f_s = f_y \text{ seguido de } \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.003 \quad (24)$$

4.- Delaminación del concreto bajo el acero en tracción debido al fallo cortante/tracción.

$$V_u \geq \frac{2}{3} * V_c \quad (25)$$

5.- Delaminación del concreto bajo el acero en tensión debido al fallo cortante/tracción (para evitarse debe limitarse la deformación a la que pueda ocurrir el desprendimiento ε_{fd})

$$\varepsilon_{fc} \leq \varepsilon_{fd} \quad (26)$$

Ahora procederemos a realizar el cálculo de la deformación en el refuerzo de FRP de acuerdo con el capítulo 10.2.5 del ACI 4402R -2017, el cual indica que la deformación máxima que se puede lograr en el refuerzo de FRP se regirá por la deformación desarrollada en el FRP en el punto en el que el concreto se aplasta, o el punto en el que se rompe el FRP o el punto en el que el FRP se desprende del sustrato.

1.-Aplastamiento del concreto

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} = 0.000765446 \quad (27)$$

2.-Desprendimiento del CRFP

$$\varepsilon_{fd} = 0.132 * \sqrt{\frac{f'c}{n * E_f * t_f}} = 0.0074 \quad (28)$$

Siendo n el numero de capas de fibra de carbón para este caso se proponen $n = 5$

3.-Rotura de la fibra

$$\begin{aligned} 0.9 * \varepsilon_{fu} &< \varepsilon_{fd} \\ 0.01287 &< 0.0074 \end{aligned} \quad (29)$$

Resumiendo lo anterior podemos deducir que

$$\varepsilon_{fe} = \min \left(\varepsilon_{cu} * \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi}, \min(\varepsilon_{fd}, 0.9 * \varepsilon_{fu}) \right) = 0.0007436 \quad (30)$$

Posteriormente, se calcula la deformación a nivel material.

Una vez encontrada la deformación efectiva del FRP (ε_{fe}), siendo esta la máxima deformación que puede ser alcanzada en la etapa de caga última, se puede determinar las deformaciones unitarias en los siguientes materiales.

Deformación en el concreto.

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) * \left(\frac{c}{d_f - c} \right) = 0.003 \quad (31)$$

Deformación en el acero a tracción.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) * \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) = 0.00108 \quad (32)$$

Deformación en el acero a compresión.

$$\varepsilon'_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) * \left(\frac{|c - d'|}{d_f - c} \right) = 0.00107 \quad (33)$$

3.13 CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS EN LA SECCIÓN FRP

El esfuerzo efectivo en el refuerzo FRP se puede encontrar a partir de la deformación calculada en el mismo, asumiendo un comportamiento perfectamente elástico de acuerdo con el capítulo 10.2.10 del ACI 440.2R -2017, mientras que el esfuerzo en el acero se determinará partir de sus deformaciones asumiendo un comportamiento perfectamente plástico.

Por lo cual se calcularán los esfuerzos mediante las siguientes expresiones:

Esfuerzo del acero a tracción.

$$f_s = \min(E_s * \varepsilon_s, f_y) = 2179.56 \text{ kg/cm}^2 \quad (34)$$

Esfuerzo de la fibra de carbono (FRP).

$$f_{fe} = E_f * \varepsilon_{fe} = 275.1657 \text{ kg/cm}^2 \quad (35)$$

Esfuerzo en el acero a compresión

$$f'_s = \min(E_s * \varepsilon'_s, f_y) = 2179.56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (36)$$

Con el esfuerzo en el FRP y en el acero de refuerzo se puede determinar, mediante un equilibrio de fuerzas, la profundidad del eje neutro, empleando un modelo equivalente del bloque de esfuerzos usando la ecuación (37).

$$\alpha_1 * f'_c * \beta_1 * b * c = A_s * f_s - A'_s * f'_s + A_f * f_{fe} \quad (37)$$

Siendo α_1 y β_1 parámetros que definen un bloque de tensión rectangular en el concreto, si el modo de falla dominante es debido al aplastamiento del concreto se pueden tomar los siguientes valores $\alpha_1 = 0.85$ y $\beta_1 = 0.85$, sin embargo, si se produce una delaminación del concreto, una ruptura o desprendimiento de la FRP, el bloque equivalente de esfuerzos no dará resultados adecuados debido a que el concreto no ha alcanzado su estado limite último, por lo cual se puede utilizar una distribución de tensiones no lineal o un bloque de tensión más preciso apropiado

para el nivel de deformación alcanzado, por lo cual se propone el uso de las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7 * f'_c}{E_c} = 0.001791957 \quad (38)$$

$$\beta_1 = \frac{4 * \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 * \varepsilon'_c - 2 * \varepsilon_c} = 0.877115712 \quad (39)$$

$$\alpha_1 = \frac{3 * \varepsilon'_c * \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3 * \beta_1 - \varepsilon'_c} = 0.843549979 \quad (40)$$

Para obtener así las siguientes fuerzas:

Fuerza de compresión en el concreto:

$$C_c = \beta_1 * c * \alpha_1 * f'_c * b = 153.681116 \quad (41)$$

Fuerza de compresión en el acero:

$$C''_s = f'_c * A'_s \quad (42)$$

Fuerza de tracción en el acero:

$$T_s = f_s * A_s \quad (43)$$

Fuerza de tracción en el FRP

$$T_{fe} = f_{fe} * A_{fe} = 1712.0814 \quad (44)$$

Siendo (A_{fe}) el área de la fibra, la cual puede ser determinada mediante iteraciones variando la profundidad del eje neutro, c .

Para determinar la profundidad del eje neutro c se emplea un método de resolución iterativo. Inicialmente, se asume un valor inicial para c y se procede a calcular las deformaciones y los esfuerzos en la sección. Esto permite encontrar el área de la fibra de refuerzo FRP (A_f) necesaria para la compatibilización de fuerzas y momentos. A continuación, se comparan los valores obtenidos; si el margen de error es mínimo, entonces se ha alcanzado el valor adecuado para c , en caso contrario, se repite la iteración hasta lograr la convergencia.

El enfoque adoptado por el ACI 440.2R -2017 indica que se debe usar un factor de reducción de resistencia (θ_b) de acuerdo con las siguientes condiciones

$$\begin{aligned} \varepsilon_s \geq \varepsilon_{s \text{ minimo}} &\rightarrow \theta_b = 0.9 \\ \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{s \text{ minimo}} &\rightarrow \theta_b = 0.65 + 0.25 * \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_y}{\varepsilon_{s \text{ minimo}} - \varepsilon_y} \\ \varepsilon_s \leq \varepsilon_y &\rightarrow \theta_b = 0.65 \end{aligned} \quad (45)$$

Siendo ε_s la deformación por tracción neta en acero extremo.

Asimismo, el capítulo 9 del ACI 440.2R -2017 establece el uso de un factor de resistencia y carga para el sistema de refuerzo FRP, esto debido a incertidumbres inherentes a los sistemas de FRP que son diferentes a los de concreto armado, utilizando un factor:

$$\psi_f = 0.85$$

Según el Capítulo 10 del (American Concrete Institute, 2008), el procedimiento de cálculo utilizado para determinar la resistencia última debe cumplir con la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas, además de considerar el modo de falla predominante. Una vez que se han satisfecho los requisitos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas, el cálculo de la resistencia nominal a la flexión de la sección reforzada con FRP se realizará de la siguiente manera.

$$\begin{aligned} M_{nf} = A_s * f_s * \left(d - \frac{\beta_1 * c}{2}\right) + A'_s * f'_s * \left(\frac{\beta_1 * c}{2} - d'\right) + \psi_f * A_f * f_{fc} * \\ \left(d_f - \frac{\beta_1 * c}{2}\right) = 2210.597884 \text{ t-m} \end{aligned} \quad (46)$$

Como se puede apreciar la resistencia obtenida mediante el refuerzo con dos capas de fibra de carbono es suficiente para obtener una resistencia mayor a la demandada debida al momento último.

La deformación máxima que se puede generar en el refuerzo de FRP se registrará por la deformación desarrollada en el FRP en el punto en el que el concreto se aplasta o el punto en el que se rompe el FRP o el punto en el que el FRP se desprende del sustrato.

CAPÍTULO 4 CRITERIOS Y VENTAJAS EN LA IMPLEMENTACIÓN DE DOS MÉTODOS DE REFUERZO EXTERNO

En el ámbito del refuerzo estructural, tanto los torones de acero como las fibras de carbono han surgido como alternativas viables para mejorar la resistencia y la capacidad de carga de las estructuras existentes. La elección entre estos dos materiales depende de una serie de factores, incluyendo la naturaleza de la estructura, los requerimientos de diseño, la durabilidad esperada y consideraciones económicas.

En este capítulo, se llevará a cabo una comparación detallada respecto al proceso constructivo para la colocación de torones de acero externos y fibras de carbono. Se explorarán las ventajas y desventajas de cada opción, así como sus aplicaciones más adecuadas en distintos contextos. Además, se analizarán aspectos clave como la resistencia, la durabilidad, la facilidad de instalación y los costos asociados con cada método.

4.1 CRITERIOS DE COLOCACIÓN DE TORONES DE ACERO EXTERNOS

La colocación adecuada de los torones de acero externos en traveses es un proceso crucial que implica una atención detallada a varios aspectos para garantizar la eficacia y la seguridad de la estructura. A continuación, se detallan las consideraciones específicas que deben tenerse en cuenta durante este procedimiento:

- **Identificación de Puntos Estratégicos:**

Antes de iniciar las perforaciones, se deben identificar con precisión los puntos estratégicos en la trabe donde se colocarán los conectores de anclaje. Esto implica un análisis detallado de la geometría de la trabe y la distribución de cargas.

- **Escarificado Profundo:**

La profundidad del escarificado debe ser suficiente para eliminar cualquier capa superficial dañada, contaminada o con baja resistencia. Esto facilita la exposición de un sustrato sólido y resistente para la aplicación de la resina.

- Perforaciones Exactas:

La realización de perforaciones exactas es crucial. Se deben emplear herramientas y técnicas especializadas para garantizar la precisión y evitar posibles desviaciones que podrían comprometer la integridad estructural.

- Eliminación de Polvo y Residuos:

Después del escarificado y las perforaciones, es crucial eliminar cuidadosamente el polvo y los residuos generados. Esto se puede lograr mediante métodos como el uso de aspiradoras industriales o aire comprimido para asegurar una superficie limpia.

- Elevación de los Conectores:

Es necesario utilizar equipos de elevación adecuados, para elevar los conectores de anclaje hasta la posición deseada en la estructura. Garantizando el seguimiento de procedimientos de seguridad durante este proceso.

- Fijación Temporal:

Se realiza una fijación temporal de los conectores en su posición para evitar movimientos no deseados durante el proceso de conexión y aplicación del postensado. Se pueden utilizar métodos como abrazaderas temporales.

- Conexión de los Conectores:

Realizar la fijación de los conectores, desviadores y los tendones para el tensado de los torones de acero. Esto puede implicar el uso de sistemas de acoplamiento, asegurando seguir las recomendaciones del fabricante y los procedimientos de diseño.

- Aplicación Gradual de postensado:

Aplicación gradual de la carga de postensado a través de los conectores, monitoreando cuidadosamente la respuesta de la estructura. Este proceso se realiza de manera controlada para evitar sobrecargas y asegurar la estabilidad

4.2 CRITERIOS DE COLOCACIÓN DEL REFUERZO CON FIBRA DE CARBONO.

La metodología más común para la aplicación de fibras se realiza manualmente, implicando la disposición de tejidos o placas rígidas sobre la superficie del elemento de concreto a reforzar

- Eliminación de Polvo y Residuos:

Previamente, se asegura de liberar el elemento de cualquier impureza, pintura o material que lo recubra. Este procedimiento puede llevarse a cabo de forma manual o mediante técnicas que emplean arena sílica y aire a presión (SandBlas). En el caso de elementos con geometría rectangular, se desbastan las aristas.

- Impregnación con resina epóxica:

Se impregna toda la superficie con una capa de resina como imprimación. Para lograr una adecuada adherencia del recubrimiento, es esencial que la resina impregne de manera completa los poros de la estructura de concreto. Se recomienda el uso de un rodillo de pelo corto o una brocha para asegurar una penetración efectiva de la resina.

- Unificación de la superficie:

Se aplica una capa de pasta para garantizar uniformidad en la estructura y proporcionar una superficie nivelada. Este paso se realiza utilizando una llana o rastrillo de goma, asegurando un anclaje eficaz.

- Colocación de la fibra de carbono:

Se coloca la primera capa de resina epóxica y se procede a ubicar la primera capa de fibra de carbono sobre la capa de resina. Se utiliza un rodillo metálico para eliminar posibles irregularidades o presencia de aire entre la capa de resina y el

elemento de rehabilitación. Acto seguido, se aplica otra capa de resina epóxica y, de ser necesario, se coloca otra capa de fibras.

- Recubrimiento del FRP

Después de colocar el refuerzo FRP, se debe aplicar una capa de protección contra la intemperie para preservarlo de los efectos dañinos de los rayos UV, temperaturas elevadas, alta humedad, vandalismo y contacto directo con la lluvia, que podrían deteriorar el refuerzo con el tiempo.

- Prueba de adherencia:

Finalmente, se realiza una prueba de adherencia entre los materiales y el concreto. Esta prueba es crucial, ya que la efectividad del refuerzo depende en gran medida de una adherencia sólida; de lo contrario, el material puede sufrir daños y rupturas.

4.3 GENERALIDADES Y VENTAJAS DEL SISTEMA DE REFUERZO MEDIANTE TORONES DE ACERO

La colocación de torones externos 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 postensar las traveses de concreto se disminuyen los esfuerzos de tensión. Para poder utilizar el postensado como técnica de reforzamiento de puentes debe verificarse que el concreto existente esté 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 postensado o por la combinación de esta con la carga viva incrementada.

Desde este punto de vista el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas: la aplicada por los torones externos y la debida a la carga. Los esfuerzos de tensión debido a la carga externa serán contrarrestados por los esfuerzos de compresión debido al postensado. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a la carga es contrarrestado por la precompresión producida por los torones. Mientras que no

haya grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados por separado y superpuestos, si es necesario.

El postensado aplica una compresión al elemento que reduce o elimina los esfuerzos de tensión no aconsejables que estarían presentes de otra manera. El control de las deflexiones y de las grietas alcanzado a través del postensado nos permite utilizar en forma efectiva y económica los aceros de alta resistencia en forma de torones.

Cabe mencionar que este es uno de los refuerzos más usados por su facilidad de colocación, aunque por la necesidad de construir bloques de gateo 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 este tipo de refuerzo.

El empleo de torones externos para el refuerzo de puentes presenta diversas ventajas que lo distinguen como una opción efectiva y eficiente. A continuación, se detallan las características específicas que hacen de este método una elección destacada.

- Refuerzo Simultáneo en Flexión y Cortante:

El sistema de torones externos está diseñado para abordar de manera simultánea las demandas de flexión y cortante en la estructura del puente. Esta capacidad integral optimiza la resistencia y estabilidad de la infraestructura.

- Instalación Rápida y Eficiente:

La instalación del sistema se lleva a cabo en un periodo máximo de dos semanas. Este enfoque eficiente minimiza las interrupciones y reduce el tiempo necesario para completar el proceso de refuerzo, lo que resulta beneficioso para la operatividad continua de la vialidad.

- Verificación y Ajuste Instantáneo de Tensiones:

Una ventaja distintiva es la capacidad única de verificar y ajustar las tensiones en cuestión de minutos. Esta funcionalidad permite una adaptación rápida a las condiciones específicas de carga, asegurando un rendimiento óptimo del sistema de torones externos.

- Operación sin Cierre de Vialidad:

La instalación del sistema no requiere el cierre de la vialidad ni la interrupción del flujo vehicular. Esta característica minimiza las molestias para el público y mantiene la funcionalidad del puente durante todo el proceso de refuerzo.

- Conservación de Juntas de Expansión:

El sistema está diseñado para preservar las juntas de expansión en puentes con distintos claros. Esta consideración es esencial para garantizar la flexibilidad y durabilidad de la estructura, al tiempo que se mejora su capacidad de carga.

En resumen, el sistema de colocación de torones externos se destaca por su capacidad para abordar múltiples aspectos del comportamiento estructural, su eficiencia en la instalación, la flexibilidad operativa al ajustar tensiones y su capacidad para adaptarse a las características específicas de cada puente sin interrumpir el tráfico vehicular. Estas ventajas consolidan este método como una solución integral y práctica para el refuerzo de puentes.

4.4 GENERALIDADES Y VENTAJAS DEL SISTEMA DE FIBRA DE CARBONO

Para lograr un refuerzo por flexión más efectivo en vigas y losas, se recomienda la disposición de fibras en direcciones paralelas a los esfuerzos de tensión generados en estos elementos. Es importante considerar que pueden ocurrir dos modos de falla: uno en el que el concreto en la zona de compresión alcance su límite y se aplaste, generando una falla en la zona de tensión donde se encuentra el material compuesto (fibra de carbono); y otro en el que las fibras en la zona de tensión fallen por desprendimiento del adhesivo. Para prevenir esta última falla, se debe tener en cuenta en el diseño la longitud de desarrollo de la banda de fibra, evitando así desprendimientos prematuros. En algunos casos, también se recomienda la colocación de anclas de fibras en el concreto para aumentar la adherencia de los tejidos con el material.

La capacidad de resistencia al corte puede incrementarse mediante el uso de fibras de carbono colocadas en dirección de los estribos, generando un efecto similar al uso de estribos internos sin los problemas de corrosión asociados. Dado que los esfuerzos de tensión diagonal actúan a un ángulo de 45° con respecto al eje axial del elemento, la disposición de las fibras en dirección perpendicular al eje axial resulta más cómoda y práctica, proporcionando un refuerzo adecuado incluso si se invierte la dirección de los esfuerzos. En vigas, este esfuerzo puede ser dispuesto en forma de "U" o mediante un refuerzo cerrado en forma de "O". Los refuerzos pueden abarcar toda la longitud de la viga con las fibras o colocarse en bandas con una separación dictada por el diseño previo, como se muestra en la Figura 49.

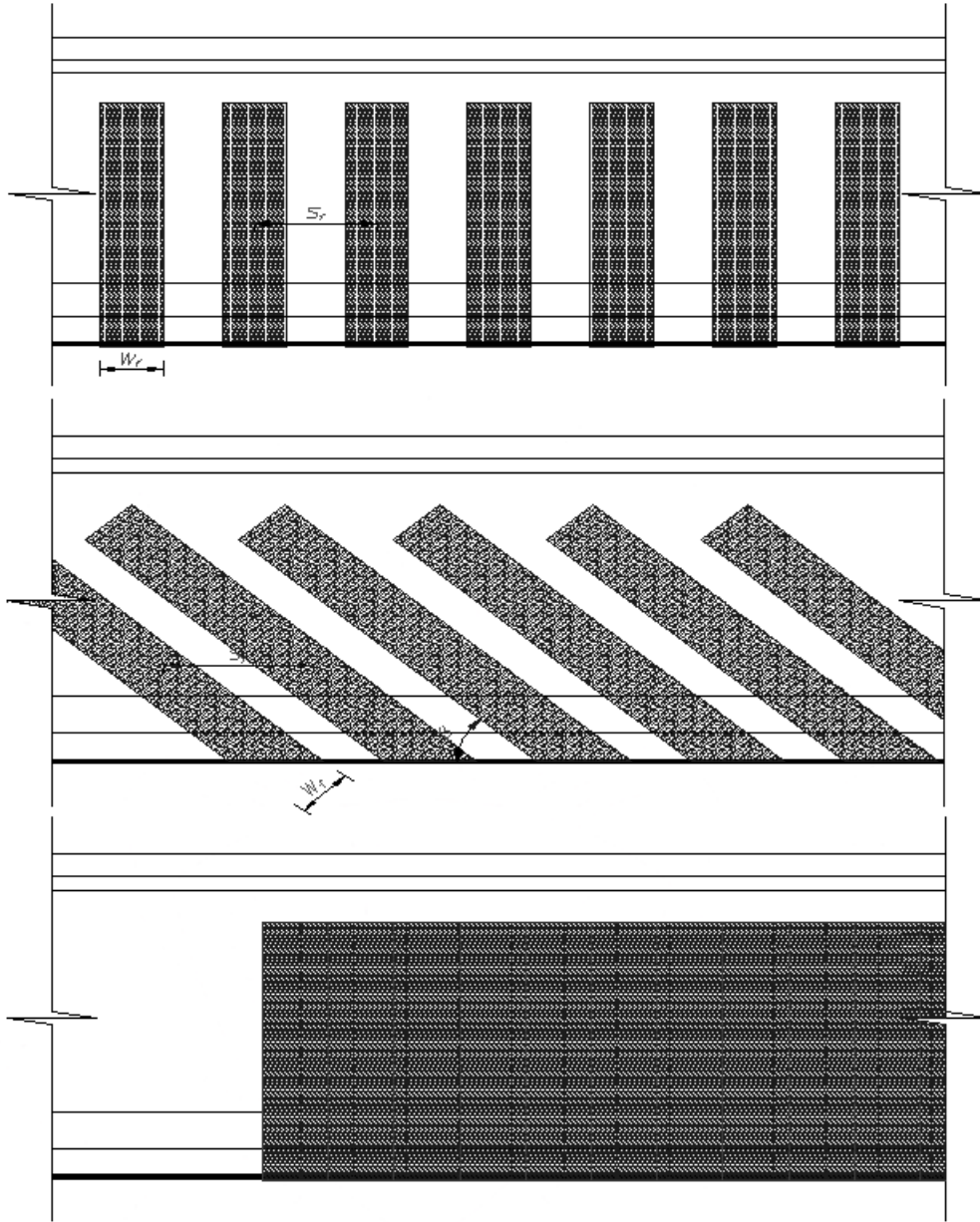


Figura 49 FRP colocado por bloques y de manera continua. (American Concrete Institute, 2008)

Es crucial asegurarse de que el refuerzo FRP se coloque correctamente alineado, ya que pequeñas variaciones en la orientación como se aprecia en la Figura 50 pueden reducir significativamente su resistencia y módulo de elasticidad. Esto implica una manipulación e instalación cuidadosas para mantener la orientación y evitar arrugas, ondulaciones y dobleces.

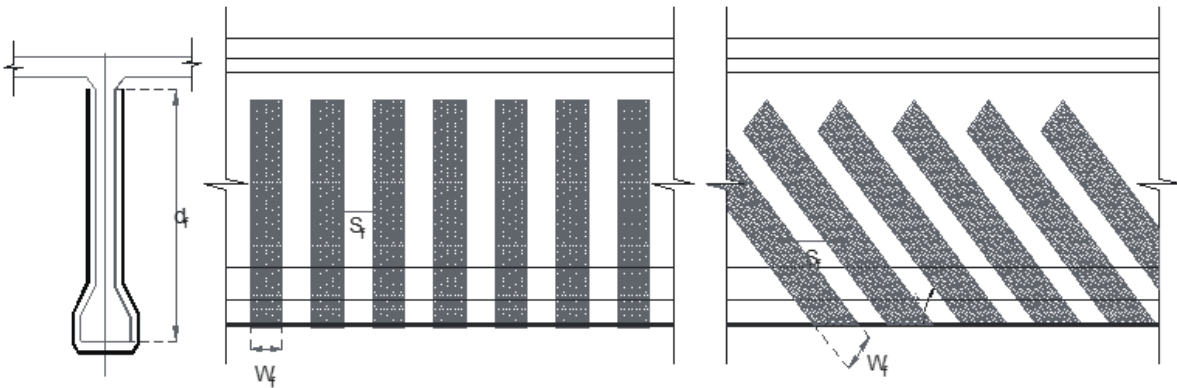


Figura 50 Colocaciones típicas de la fibra de carbono como refuerzo a cortante (Patología de Estructuras de Concreto, 2022)

El uso de bandas de fibra de carbono ofrece ventajas considerables en comparación con otros métodos de refuerzo. Destacan la rapidez y limpieza del proceso de aplicación, la disponibilidad comercial, la durabilidad con el debido cuidado, y el hecho de que no aumenta significativamente el peso de la estructura, lo cual es crucial en situaciones sísmicas. Además, permite seguir utilizando la estructura durante el proceso de reparación y alcanzar resistencias máximas en poco tiempo. Sin embargo, es necesario tener en cuenta desventajas como el costo relativamente alto, la sensibilidad a altas temperaturas y la adherencia al concreto.

Aunque se ha resaltado la importancia de las fibras en este tipo de refuerzo, no podemos pasar por alto el papel esencial de la matriz de polímeros que opera como un elemento único. Los polímeros, definidos como cadenas moleculares con estructuras químicas similares, contribuyen a lograr un compuesto con propiedades mecánicas superiores al acero, principalmente debido a sus mayores módulos de elasticidad. La función de la matriz de polímeros incluye transferir esfuerzos entre la estructura y las fibras de refuerzo, así como proteger las fibras de posibles daños mecánicos y ambientales. A pesar de sus ventajas, se deben considerar factores como la sensibilidad a cambios de temperatura y la velocidad de aplicación de carga.

COMPARATIVA DE LA UTILIZACIÓN DE LAS DIFERENTES OPCIONES DE REFUERZO

Tanto el método de refuerzo mediante fibras de carbono como el método de torones externos son valiosas alternativas para mejorar la capacidad estructural de travesaños en puentes carreteros.

En contraste, en el método de fibras de carbono, el acero de refuerzo desempeña un papel significativo en la absorción de tensiones, generando que las fibras de carbono únicamente proporcionen una resistencia adicional. En cuanto al método de torones externos, el acero de refuerzo tiene una contribución menor en comparación con los torones, los cuales absorben la mayor parte de las tensiones.

Si prescindimos del aporte del acero de refuerzo en el método de fibras de carbono, podríamos enfrentarnos a la necesidad de aplicar un número excesivo de capas de fibra, lo que resultaría en un refuerzo poco eficiente y con un rendimiento cuestionable debido a la sobrecarga de capas, sin embargo, en el método de torones de acero externo se prescinde del acero existente al hacer el análisis.

De igual manera, al examinar de cerca el proceso constructivo y las características distintivas de cada uno, se pueden destacar consideraciones específicas para su aplicación.

- Resistencia:

Fibras de Carbono:

A pesar de que la instalación de fibras de carbono es un proceso más ágil y proporciona una mayor resistencia a la flexión, generando un momento resistente de 2210.6 ton-m, es crucial tener en cuenta que esta resistencia incluye la contribución del acero de refuerzo. Sin embargo, en la práctica, la resistencia adquirida mediante fibras de carbono no supera la obtenida con los torones de acero externos, a pesar de ser teóricamente mayor.

Torones de acero:

Aunque la instalación de torones de acero implica un proceso constructivo más prolongado y ofrece una resistencia teórica menor de 1774 ton-m, es esencial destacar que en la práctica se suele despreciar la contribución del acero de refuerzo preexistente. Esto significa que la resistencia efectiva podría ser aún mayor. Además, el porcentaje de pérdidas considerado es puramente teórico, lo que sugiere que el desarrollo de resistencia podría ser aún más significativo en la realidad.

- Proceso Constructivo:

Fibras de Carbono:

El método de refuerzo estructural mediante fibras de carbono se distingue por su proceso constructivo rápido y eficiente. Este proceso implica la aplicación de resina epóxica en la superficie a reforzar, seguida de la fijación de las láminas de carbono. Esta técnica permite una intervención ágil y eficaz en comparación con otras alternativas. La aplicación de la resina y la fijación de las láminas se pueden realizar con relativa rapidez, lo que reduce significativamente el tiempo de trabajo necesario para completar el refuerzo. Además, la flexibilidad y la ligereza del material de carbono facilitan su manipulación y colocación, lo que contribuye aún más a la eficiencia del proceso constructivo. En resumen, el método de fibras de carbono ofrece una solución rápida y efectiva para mejorar la resistencia y durabilidad de las estructuras.

Torones de acero:

La implementación de esta metodología de refuerzo resulta en un procedimiento invasivo debido a la perforación de la estructura para la colocación estratégica de conectores de anclaje. A pesar de ser un enfoque efectivo, este procedimiento es más extenso en comparación con el método de fibras de carbono. Requiere una

cuidadosa planificación y precisión en la ejecución, especialmente durante la elevación y posicionamiento de los conectores. Cada perforación debe realizarse con precisión para garantizar la integridad estructural y la alineación adecuada de los conectores. Además, el proceso de colocación de los conectores puede ser laborioso y requiere atención meticulosa para evitar errores que puedan comprometer la eficacia del refuerzo. A pesar de su complejidad, esta metodología sigue siendo una opción viable para mejorar la resistencia y durabilidad de las estructuras, especialmente en casos donde las fibras de carbono no son adecuadas para su aplicación.

- Viabilidad Económica:

Fibras de Carbono:

Aunque el proceso de reforzamiento con fibras de carbono es rápido y eficiente, tiende a ser más costoso en comparación con otros métodos de refuerzo. Esto se debe principalmente a la calidad de los materiales empleados y a las complejidades asociadas con su instalación. La aplicación de resinas especiales y la meticulosa fijación de las láminas de carbono son parte integral de este proceso, lo que contribuye a los costos adicionales involucrados. A pesar de estos mayores costos, las fibras de carbono siguen siendo una elección popular debido a su efectividad probada y su capacidad para mejorar significativamente la resistencia estructural a largo plazo.

Torones de acero:

A pesar de requerir un proceso constructivo más prolongado, pueden ofrecer una opción más económica en comparación con otras alternativas disponibles. Esto se deriva principalmente de la disponibilidad de los materiales necesarios y del hecho de que, una vez instalados, requieren un mantenimiento menos constante, debido a la durabilidad y resistencia inherentes de los materiales utilizados, lo que reduce la necesidad de reparaciones frecuentes o costosas. En general, este enfoque no

sólo puede ser más económico inicialmente, sino que también puede generar ahorros a largo plazo en términos de costos de mantenimiento y reparación, lo que contribuye a su atractivo económico en el contexto de proyectos de refuerzo estructural.

- Ajuste de Tensiones:

Fibras de Carbono:

La configuración inicial es de suma importancia, ya que los cambios en la resistencia requerirían consideraciones adicionales. Es fundamental realizar una planificación cuidadosa y precisa durante la instalación inicial, ya que cualquier ajuste posterior puede ser difícil de lograr y puede no proporcionar los resultados deseados. Además, modificar la configuración inicial puede implicar riesgos adicionales, como la posibilidad de dañar la estructura o comprometer su integridad. Por lo tanto, es crucial realizar un diseño y una instalación meticulosos, desde el principio, para garantizar el rendimiento óptimo y la seguridad a largo plazo de la fibra de carbono y la estructura en su conjunto.

Torones de acero:

La principal ventaja de los torones externos radica en su capacidad para ajustar las tensiones de manera adaptable. Como se especificó en el cálculo, la tensión máxima a la que se podrán tensar será al 75% de su FPU. Esta flexibilidad permite una respuesta dinámica a las demandas cambiantes, lo que significa que la resistencia estructural puede optimizarse de manera flexible según sea necesario. Los torones externos pueden ajustarse y tensarse para adaptarse a las condiciones específicas de carga, lo que proporciona un control preciso sobre la distribución de las fuerzas dentro de la estructura. Esta capacidad de ajuste dinámico es especialmente valiosa en entornos donde las cargas y las condiciones de carga

pueden variar con el tiempo, ya que permite mantener un rendimiento óptimo de la estructura en todo momento.

Es importante tener en consideración que el comportamiento de los torones puede cambiar de una manera considerable ante temperaturas extremas, de igual manera es importante ser consciente que los torones y sus conexiones no tienen una resistencia infinita a la fatiga, por lo que es crucial realizar inspecciones periódicas para garantizar su funcionamiento seguro. Si se detecta algún signo de deterioro o debilitamiento, es indispensable reemplazar los torones y sus conectores antes de que alcancen una condición de riesgo.

En resumen, los torones externos ofrecen una solución versátil y adaptable para mejorar la resistencia estructural y responder eficazmente a las demandas cambiantes del entorno.

- Versatilidad de Aplicación:

Fibras de Carbono:

Las fibras de carbono son una opción ideal en situaciones donde se requiere una solución rápida y menos intrusiva. Su aplicación es altamente efectiva en casos donde el tiempo de intervención es crítico. Debido a su naturaleza liviana y flexible, las fibras de carbono pueden ser instaladas con relativa rapidez y facilidad, lo que permite minimizar el tiempo de inactividad de la estructura. Además, su capacidad para proporcionar un refuerzo significativo, sin la necesidad de realizar grandes modificaciones en la estructura existente, las hace especialmente adecuadas para proyectos donde se busca una solución rápida y eficiente.

Torones de acero:

Aunque el proceso de instalación de torones de acero puede ser más extenso en términos de tiempo, su versatilidad y adaptabilidad los hacen altamente valiosos para una variedad de demandas estructurales. Son particularmente beneficiosos en situaciones donde se requiere una resistencia precisa y específica. La capacidad de ajustar las tensiones de los torones de acero permite una respuesta precisa a las cargas y condiciones cambiantes, lo que garantiza un rendimiento óptimo y una mayor seguridad estructural. Además, su versatilidad permite su aplicación en una amplia gama de estructuras y escenarios, lo que los convierte en una opción confiable y efectiva para el refuerzo y la estabilización de diversas obras civiles y estructuras de ingeniería.

Aunque el refuerzo mediante fibras de carbono ofrece beneficios significativos, es importante reconocer ciertas desventajas, algunas de las limitaciones más destacadas se deben especialmente a problemas de mantenimiento y durabilidad a largo plazo, como son:

- Sensibilidad a Factores Ambientales:

Las fibras de carbono pueden ser sensibles a la exposición a factores ambientales adversos, como la radiación ultravioleta. La luz solar directa y la intemperie pueden afectar la integridad y estabilidad del material con el tiempo.

- Complejidad del Mantenimiento:

El mantenimiento de estructuras reforzadas con fibras de carbono puede volverse complejo. La necesidad de proteger el material contra la radiación ultravioleta y otros factores requiere medidas específicas y periódicas para garantizar la durabilidad a largo plazo.

- Deterioro por Condiciones Climáticas Extremas:

En áreas con condiciones climáticas extremas, como altas temperaturas, humedad, o variaciones climáticas significativas, las fibras de carbono pueden experimentar un deterioro acelerado, lo que afecta su rendimiento a lo largo del tiempo.

- Vulnerabilidad a Impactos y Daños Mecánicos:

Aunque las fibras de carbono son resistentes, siguen siendo susceptibles a daños por impactos o choques mecánicos. Golpes fuertes o colisiones pueden comprometer la integridad del refuerzo y requerir intervenciones específicas.

- Limitaciones en Áreas Costeras:

En entornos costeros, la exposición a la salinidad del agua del mar puede afectar negativamente las propiedades de las fibras de carbono. La corrosión no es un problema, pero otros efectos ambientales pueden influir en su rendimiento.

- Requerimientos de Protección Adicional:

Para mitigar los efectos del envejecimiento prematuro y la degradación causada por factores externos, se necesitarán medidas de protección adicionales, como revestimientos o selladores, aumentando así la complejidad del mantenimiento.

- Durabilidad Relativa a los torones externos:

En comparación con la colocación de torones externos, el cual se ve menos afectado por condiciones ambientales, las fibras de carbono pueden requerir un mantenimiento más intensivo para mantener su rendimiento a lo largo del tiempo.

A pesar de estas desventajas, las fibras de carbono siguen siendo una opción viable para el refuerzo estructural, especialmente en aplicaciones donde la velocidad de implementación y la versatilidad son prioritarias. Sin embargo, la elección entre fibras de carbono y otros métodos debe basarse en una evaluación completa de las necesidades específicas del proyecto y las condiciones ambientales locales.

CONCLUSIONES

En conclusión, la elección entre fibras de carbono y torones externos como método de refuerzo estructural debe basarse en las necesidades específicas y los objetivos del proyecto. Si bien las fibras de carbono ofrecen rapidez y versatilidad, los torones externos destacan por su capacidad de ajuste y economía en ciertos contextos.

En este trabajo en particular, se ha demostrado que el uso de torones externos como método de refuerzo es más viable y beneficioso. Esto se fundamenta en diversos factores técnicos y resultados concretos obtenidos durante el estudio. La capacidad de ajuste de los torones externos permite una adaptación precisa a las demandas estructurales, lo que contribuye a optimizar la resistencia y la estabilidad de la estructura. Además, se ha evidenciado que, en términos económicos, los torones externos representan una opción más rentable sin comprometer la calidad y seguridad del proyecto.

Aunque la colocación de fibras de carbono resulta ser un proceso más rápido y presenta una mayor resistencia a la flexión, generando un momento resistente de 2210.6 ton-m, contra las 1774 ton-m es importante mencionar que la resistencia adquirida incluye la consideración del acero de refuerzo. Sin embargo, en la práctica, la resistencia efectiva no supera a la de los torones externos, esto debido a que en el análisis de presfuerzo externo se desprecia totalmente el acero existente, así mismo el porcentaje de pérdidas considerado es puramente teórico, lo que sugiere que el desarrollo de resistencia podría ser aún más significativo en la realidad.

En resumen, la selección del método de refuerzo debe realizarse de manera cuidadosa, considerando todas las variables técnicas y económicas involucradas. En este caso, los torones externos han demostrado ser la opción óptima, ofreciendo un equilibrio ideal entre rendimiento, adaptabilidad y costos.

Referencias

- AASHTO. (2020). *LRFD Bridge Design Specifications*. EUA.
- AASHTO, A. A. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges*. EUA.
- American Concrete Institute. (2008). *Guide for the Design and Construction*. Farmington Hills. Recuperado el 13 de Diciembre de 2023
- Arduini, M., & Nanni, A. (Mayo de 1997). BEHAVIOR OF PRECRACKED RC BEAMS STRENGTHENED WITH CARBON FRP SHEETS. *Journal of Composites for Construction*. Recuperado el 9 de Marzo de 2024, de <https://trid.trb.org/view/482803>
- Carranza Román, A. (2018). *PUENTES SEMI-INTEGRALES APLICACIÓN A PUENTES EXISTENTES*. Puebla. Recuperado el 5 de Febrero de 2024
- Chao, E. (Septiembre de 2015). Puentes de concreto en el desarrollo del México del siglo XX. *IMCYC*, 56. Recuperado el 20 de Noviembre de 2023, de <chrome-extension://efaidnbnmnibpcjpcglclefindmkaj/https://www.imcyc.com/revistacyt/pdf/septiembre2015/fuga.pdf>
- Earth, G. (Agosto de 2022). Puente Juñapan Street view. *Puente Juñapan Street view*. Oaxaca, Ejido la Revolución, México. Recuperado el 13 de Abril de 2024, de <https://earth.google.com/web/search/ju%c3%b1apan/@17.17849372,-95.18526012,107.45319366a,0d,60y,343.96931407h,76.69522112t,0r/data=CigijgokCSnh6U9IJTNAESfh6U9IJTPAGTw01QAkX0hAlavChEhJpEnAlhoKFndMeG9yZkVQX0h6VkViTjBCN090R1EQAj0DCgEw>
- Earth, G. (3 de Noviembre de 2023). Puente Juñapan. *Puente Juñapan*. Oaxaca, Ejido la Revolución. Recuperado el 13 de Abril de 2024, de <https://earth.google.com/web/search/ju%c3%b1apan/@17.18806352,-95.15028298,164.16409289a,39389.88287697d,35y,-2.6866502h,0.39422955t,0r/data=CigijgokCSnh6U9IJTNAESfh6U9IJTPAGTw01QAkX0hAlavChEhJpEnAOgMKATA>
- Ek4 Diseño y Construcción, S. d. (2018). Refuerzo Con Fibras de Carbono en Trabe Cajón de Puente. Occidente de México, México. Recuperado el 29 de Diciembre de 2023, de <https://ek4.com.mx/portfolio/refuerzo-estructural-fibras-carbono-puente/>
- Gama, V. G. (1965). Tiempo atrás Puentes de concreto de México. *Tiempo atrás Puentes de concreto de México*. Ciudad de México, México. Recuperado el 16 de Noviembre de 2023, de <https://www.imcyc.com/ct2009/feb09/recuento.htm>
- Gaona, H. I. (Noviembre de 2023). *Linkedin*. Recuperado el 16 de Enero de 2024, de https://www.linkedin.com/feed/update/urn:li:activity:7116441769390546944/#?lipi=urn%3A%3Apage%3Ad_flagship3_detail_base%3BrhSgMgs6T5KiieNEzUkOHA%3D%3D

- Garrido, D. (17 de Abril de 2023). Puente Vehicular de Avenida Tláhuac y Periférico. Ciudad de México, Ciudad de México, México. Recuperado el 12 de Diciembre de 2023, de <https://www.instagram.com/p/CrJHjbgufef/>
- Gaviña, D. (13 de Junio de 2022). El puente Carlos Pacheco no representa riesgo: Arredondo. Cuautla, Morelos, México. Recuperado el 6 de Enero de 2024, de <https://www.elsoldecuautla.com.mx/local/el-puente-carlos-pacheco-no-representa-riesgo-arredondo-8429176.html>
- Guades, E. J. (sf de Junio de 2016). Structural Applications and Specifications Of FiberReinforced Polymer (FRP) Composites In Australia And Philippines: A Review. *Recoletos Multidisciplinary Research Journal*, 46. Recuperado el 25 de Enero de 2024
- IMT. (1999). *Modelo de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes en Mexico*. Queretaro: Sanfandilla. Recuperado el 18 de Febrero de 2024, de <https://www.imt.mx/archivos/publicaciones/publicaciontecnicapt118.pdf>
- IMT. (1999). *Sistema De Cargas Vivas Vehiculares Para Diseño De Puentes En Carreteras Alimentadoras*. Queretaro: Sanfandila. Recuperado el 18 de Febrero de 2024, de <https://www.imt.mx/archivos/publicaciones/publicaciontecnicapt130.pdf>
- IMT. (2005). *Formulación de la norma de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros*. Publicación mensual de divulgación externa. Recuperado el 9 de Diciembre de 2023, de <https://imt.mx/descarga-archivo.html?l=YXJjaGl2b3MvUHVibGljYWNpb25lcy9QdWJsaWNhY2lvbIRlRlY25pY2EvcHQyNDMucGRm>
- IMT. (2024). Conservación. En Instituto Mexicano del Transporte, *Puentes y Estructuras*. Recuperado el 6 de Febrero de 2024, de <https://normas.imt.mx/busqueda-desplegable.html#03>
- IMT. (04 de Abril de 2024). *Normativa Para La Infraestructura Del Transporte*. Recuperado el 14 de Febrero de 2024, de N·PRY·CAR·6·01·003/01: <https://normas.imt.mx/busqueda-desplegable.html>
- kobain_dx. (2016). El Puente de la Democracia Puebla. *El Puente de la Democracia Puebla*. México en fotos, Puebla. Recuperado el 18 de Mayo de 2023, de <https://www.mexicoenfotos.com/MX14810571607816>
- López Miguel , A., Pérez Quiroz , J. T., Terán Guillén, J., & Maura , A. (2023). Metodología para la determinación de la reacción álcali-sílice (RAS). (IMT, Ed.) *Publicación Técnica 727 IMT, 727*, 40-42. Recuperado el 16 de Febrero de 2024, de <https://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt727.pdf>
- Patología de Estructuras de Concreto. (Febrero de 2022). Refuerzo FRP Ejemplos de diseño. Recuperado el 2 de Diciembre de 2023
- Philippe, C. (2020). Repair work. *Renovation showing crumbling concrete and exposed reinforcing steel at Mariakerkebrug*. Alamy Stock Photo, Belgica. Recuperado el 14 de Noviembre de

2023, de <https://www.alamy.com/repair-work-renovation-showing-crumbing-concrete-and-exposed-reinforcing-steel-at-mariakerkebrug-60s-bridge-in-mariakerke-east-flanders-belgium-image356633595.html>

- Presfuerzo, T. (2022). Reforzamiento De Puentes Con Presfuerzo Exterior. *REFORZAMIENTO DE PUENTES CON PRESFUERZO EXTERIOR*. Ciudad de México, Ciudad de México, México. Recuperado el 18 de Febrero de 2024, de https://www.linkedin.com/posts/terrbridgepresfuerzo_terrbridgepresfuerzo-presfuerzoexterior-activity-6885313395399176192-61rt/?trk=public_profile_like_view&originalSubdomain=es
- Rascón Chávez, O. A. (2004). *Formulación De La Norma SCT De Cargas Vehiculares Para Diseño Estructural De Puentes Carreteros* (Vol. 243). Queretaro, México: IMT. Recuperado el 22 de Octubre de 2023, de https://imt.mx/resumen-boletines.html?IdArticulo=283&IdBoletin=95#_ftn1
- Reestructuración de Puentes, S. A. (s.f.). Sistema Fricon. *Sistema Fricon para el Reforzamiento de Puentes de Concreto*, (pág. 57). Ciudad de México. Recuperado el 25 de Febrero de 2023
- Reinoso Bajaña, A. P., & Zambrano Bernal, S. M. (2014). *CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL PUENTE NARANJAL 1 QUE FORMA PARTE DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO NARANJAL*. CUENCA. Recuperado el 2 de Abril de 2024, de https://www.academia.edu/89361778/C%C3%A1lculo_y_dise%C3%B1o_de_la_superestructura_para_el_puente_naranjal_1_que_forma_parte_del_proyecto_control_de_inundaciones_del_r%C3%ADo_Naranjal
- SCOP. (Diciembre de 1960). Losa Con Dos Nervaduras. Distrito Federal, Distrito Federal, México. Recuperado el 15 de Agosto de 2023
- SCT. (2018). *Manual para la inspección de puentes* (Primera ed.). (D. G. Técnicos, Ed.) Ciudad de México, Ciudad de México: SCT. Recuperado el 18 de DICIEMBRE de 2023, de https://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Manuales/Manual_de_Conse rvaci%C3%B3n_de_Puentes/Manual_de_Conservacion_de_Puentes.pdf
- SICT. (18 de Julio de 2022). *Secretaría de Infraestructura Comunicaciones y Transportes*. (D. G. Técnicos, Editor) Recuperado el 26 de Diciembre de 2023, de Datos Viales: <https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/datos-viales/>
- SICT NIT. (2016). *N-PRY-CAR-6-01-007/16*. Ciudad de México. Recuperado el 5 de Enero de 2024, de <https://normas.imt.mx/normativa/N-PRY-CAR-6-01-007-16.pdf>
- SICT. (SF de SF de SF). *El mirador*. Recuperado el 24 de Enero de 2024, de LOS CAMINOS EN MÉXICO UN RECORRIDO HISTÓRICO: <https://elmirador.sct.gob.mx/manos-a-la-obra/los-caminos-en-mexico-un-recorrido-historico>
- Torres Acosta, A., del Valle Moreno, A., Pérez Quiroz, J. T., & Backhoff Polhs, M. (2010). *Plan Nacional De Evaluación De Puentes Federales, Libres De Peaje Dañados Por Corrosion (200-2005). Una Cuantificación De Resultados, Proyectos Y Colaboraciones*. Queretaro: Sanfandila.

Wenzel, H. (2009). *Health Monitoring of Bridges*. John Wiley & Sons, Ltd.
doi:10.1002/9780470740170

Anexo A

Oficio de autorización de información por parte de la Dirección General de Carreteras de la SICT



COMUNICACIONES

SECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA, COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



Dirección General de Carreteras
Dirección Ejecutiva de Proyectos
Dirección Técnica
Departamento de Estructuras Especiales

Ciudad de México a 13 de julio de 2023

A quien corresponda:

Por medio de la presente le envío un cordial saludo, al mismo tiempo aprovecho la misma para comentar que por parte esta área de estructuras especiales no existe inconveniente alguno en que el alumno Bruno Rendon Téllez, haga uso de la información técnica correspondiente al proyecto del punte JUANAPAN, ubicado en el KM 157+000 de la carretera Tuxtepec-Matías Romero, en el estado de Oaxaca. Lo anterior para lo fines educativos relacionados a su tema de tesis de posgrado.

Sin otro particular me despido, y quedo a la orden por cualquier duda o comentarios.

Atentamente

Fernando Hebert Ortiz Silva

**Jefe del Departamento de
Estructuras Especiales
Tel. 2213957547**



Anexo B

*Sección Transversal del puente **Juñapan.***

