

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN

**PROGRAMA DE MAESTRÍA EN
INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**



TESIS

**“MONITOREO Y EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL EN PUENTES ANTIGUOS: PUENTE MIGUEL
HIDALGO, UN CASO DE ESTUDIO”**

QUE PRESENTA PARA SU EVALUACIÓN

ING. LIMBERT VEGA GONZÁLEZ

DIRECTORES

DR. JOSÉ RAMÓN GAXIOLA CAMACHO

DR. GERMÁN MICHEL GUZMÁN ACEVEDO

Culiacán de Rosales, Sinaloa, a 20 de noviembre de 2024



Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios
C. P. 80010 Culiacán, Sinaloa, México.
Tel. (667) 713 78 32 y 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

UAS-Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial
Compartir Igual, 4.0 Internacional



AGRADECIMIENTOS

Esta tesis es uno de mis logros académicos más importantes, en este punto de mi vida me convierto en maestro en ingeniería de la construcción, lo cual ha requerido esfuerzo y dedicación a lo largo de dos años. Este proyecto se pudo realizar gracias al apoyo de todas las personas que estuvieron a mi lado durante este trayecto, las cuales a continuación mencionaré.

Primero agradezco a Dios por bendecirme y guiarme en los momentos felices y en los difíciles, por siempre apoyarme y darme la fortaleza necesaria para seguir adelante y más importante llevarme por el camino del bien.

Agradezco infinitamente a mis padres, que con amor, paciencia y cariño siempre me han alentado a ser una persona de bien y a superarme. Gracias por siempre creer en mí, guiarme por el buen camino y darme su apoyo incondicional, este logro también es de ustedes.

A mi novia Fátima, por estar a mi lado desde el inicio de este proceso, por siempre tener palabras de aliento y motivación, por apoyarme con tu compañía, amor y consejos. Te agradezco tanto apoyo, paciencia y aportes no solo para lograr esta meta, también para mi vida, eres fuente de inspiración y motivación.

A mis hermanos Martín y Sebastián, a mis abuelos y familiares cercanos quienes con su apoyo, aliento y paciencia me han ayudado a lograr una meta más en mi vida.

A mis amigos Fernando, Víctor, Vidal, Alberto, Perla, Oliver y Hoziel, que día a día me brindaron su apoyo, amistad y confianza, siempre serán parte importante de este logro.

Agradezco a la Universidad Autónoma de Sinaloa (UAS), a la Facultad de Ingeniería Culiacán, a la Coordinación de la Maestría en Ingeniería de la Construcción, a los profesores, compañeros de generación por ser parte de mi logro.

Especialmente agradezco a mis directores de tesis, al Dr. José Ramón Gaxiola Camacho y al Dr. Germán Michel Guzmán Acevedo, quienes me brindaron su amistad, enseñanzas y apoyo, los cuales fueron valiosos e hicieron posible mi crecimiento tanto personal como

profesional, gracias por creer en mí y apoyarme en cada una de las etapas de este proyecto.

Agradezco al Instituto Mexicano del Transporte (IMT) por brindarme la oportunidad de realizar mis estancias profesionales, gracias al Dr. Quintana, Miguel, Violeta, Michelle, Jorge, Álvaro y Héctor quienes me apoyaron en cada una de las actividades necesarias para realizar esta tesis.

Del mismo modo, agradezco a CONAHCYT quien me brindó la oportunidad de estudiar esta maestría mediante el apoyo de una beca con el número de becario 1229723.

Finalmente agradezco a todas y a cada una de las personas que estuvieron a mi lado en esta etapa de mi vida, gracias a todos por permitirme formarme como un profesional, de todo corazón les digo GRACIAS.

RESUMEN

Esta investigación se centró en el monitoreo del comportamiento estructural del puente Miguel Hidalgo, ubicado en la ciudad de Culiacán, Sinaloa. Con la finalidad de determinar posibles fallas que pongan en riesgo a la población.

La metodología empleada se dividió en tres etapas, la primera consistió en realizar mediciones para obtener planos arquitectónicos y estructurales, detalles de armado, resistencia a compresión del concreto, etc. En la segunda etapa se realizó una campaña de medición con acelerómetros y receptores GPS para obtener las frecuencias de vibrar y los desplazamientos verticales del tablero del puente, respectivamente. En la tercera etapa se modeló y calibró el modelo estructural en SAP200 con los modos de vibrar obtenidos, finalmente se llevó a cabo un análisis de la respuesta estructural del puente mediante un Modelo de Elementos Finitos (MEF) utilizando un camión tipo T3-S3. Como resultado, se obtuvo que el desplazamiento vertical máximo de la losa, según el modelo numérico, fue de 0.0032 m, mientras que las mediciones en campo con GPS registraron desplazamientos máximos de 0.0036 m. Por otra parte, se hizo una clasificación de las vibraciones presentes en el puente bajo el criterio de Wrigth and Walker, donde más del 97% de las vibraciones detectadas por el acelerómetro se consideraron como despreciables por el usuario. Adicionalmente, se calcularon los factores de carga (*Rating Factors*) a partir de los cuales relacionó la capacidad y la demanda del elemento en estudio y se observó que, en la mayoría de estos, el resultado fue menor a lo esperado. Se concluye que la estructura tiene un comportamiento seguro en términos de desplazamientos verticales. Sin embargo, esta presenta desgastes, agrietamientos considerables, y acero expuesto en un gran número de elementos estructurales.

PALABRAS CLAVE

Monitoreo estructural, Desplazamientos Verticales, Factor de Carga, Frecuencia, Salud estructural

ABSTRACT

This research focused on monitoring the structural behavior of the Miguel Hidalgo bridge, located in the city of Culiacan, Sinaloa, to determine possible failures that put the population at risk.

The methodology used was divided into three stages, the first consisted of taking measurements to obtain architectural and structural plans, assembly details, concrete compressive strength, etc. In the second stage, a measurement campaign was carried out with accelerometers and GPS receivers to obtain the vibration frequencies and vertical displacements of the bridge deck, respectively. In the third stage, the structural model was modeled and calibrated in SAP200 with the vibration modes obtained, finally, an analysis of the structural response of the bridge was carried out using a Finite Element Model (FEM) using a T3-S3 type truck. As a result, it was obtained that the maximum vertical displacement of the slab, according to the numerical model, was 0.0032 m, while field measurements with GPS recorded maximum displacements of 0.0036 m. On the other hand, a classification of the vibrations present in the bridge was made under the criterion of Wright and Walker, where more than 97% of the vibrations detected by the accelerometer were considered negligible by the user. Additionally, the load factors (Rating Factors) were calculated from which the capacity and demand of the element under study are related and it was observed that, in most of these, they have lower values than expected. It is concluded that the structure has safe behavior in terms of vertical displacements. However, the structure presents wear, considerable cracks, and exposed steel to many structural elements.

KEYWORDS

Structural monitoring, Vertical displacements, Rating Factor, Frequency, Structural health

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 Generalidades.....	12
1.1.1 Historia de Puentes.....	12
1.1.2 Puentes en México.....	15
1.2 Planteamiento del problema.....	17
1.3 Hipótesis.....	21
1.4 Objetivos.....	21
1.4.1 Objetivo General.....	21
1.4.2 Objetivos Específicos.....	21
1.5 Justificación.....	21
2 MARCO TEÓRICO.....	23
2.1 Marco conceptual.....	23
2.1.1 Monitoreo estructural.....	23
2.1.2 Determinación de resistencia a compresión.....	27
2.1.3 Ubicación de acero de refuerzo.....	31
2.2 Estado del arte.....	34
3 METODOLOGÍA.....	38
3.1 Introducción.....	38
3.2 Equipo y software.....	39
3.3 Procedimiento.....	42
3.3.1 Levantamiento de la estructura.....	42
3.3.2 Campaña de medición.....	49
3.3.3 Procesamiento de datos.....	52
3.3.4 Formulación del modelo de elemento finito.....	53

3.3.5 Cálculo de elementos mecánicos resistentes (M_r y V_r)	53
3.3.6 Análisis de sensibilidad	59
3.3.7 Métodos de Optimización.....	60
3.3.8 Prueba de carga.....	62
3.3.9 Cálculo de <i>Rating Factors</i>	63
4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	65
4.1 Levantamiento topográfico.....	65
4.2 Prueba de esclerometría.....	66
4.3 Interpretación de datos de acelerómetro de bajo costo.....	69
4.4 Análisis de sensibilidad.....	71
4.5 Calibración del Modelo de Elemento Finito.....	75
4.6 Desplazamientos verticales.....	77
4.7 Momentos y Cortantes resistentes y actuantes.....	80
4.8 Cálculo de <i>Rating Factors</i>.....	81
4.9 Vibración del puente.....	82
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
5.1 Conclusiones.....	83
5.2 Recomendaciones.....	85
6. REFERENCIAS.....	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Puente de madera Trajano. Fuente: [4].....	13
Figura 2.- Mycenaean puente de Arkadiko. Fuente [4].....	14
Figura 3.- Construcción de puente viaducto de Garabit. Fuente: [2].	15
Figura 4.- Solicitud de documentación de Puente Miguel Hidalgo.....	19
Figura 5.- Respuesta de Ayuntamiento de Culiacán.	20
Figura 6.- Metas del monitoreo estructural. Fuente: [17].....	24
Figura 7.- Sección longitudinal de martillo de rebote con sus componentes. Fuente: [24]	28
Figura 8.- Preparación de superficie a ensayar. Fuente: [24].....	29
Figura 9.- Prueba de esclerometría a elemento de concreto.....	30
Figura 10.- Equipo Pachómetro para detección de acero.	33
Figura 11.- Detección de acero de refuerzo con pachómetro.....	33
Figura 12.- Diagrama de flujo de metodología.....	39
Figura 13.- Estación total Leica Flexline TS06 plus. Fuente: [39].....	40
Figura 14.- Receptor GPS V30 Plus . Fuente: [40].....	40
Figura 15.- Acelerómetro de bajo costo MPU6050. Fuente: [42].....	41
Figura 16.- Esclerómetro Schmidt Live OS8000.....	41
Figura 17.- Pachómetro Wall Scanner PS 85.....	42
Figura 18.- Levantamiento topográfico del Puente Miguel Hidalgo.	43
Figura 19.- Dibujo de puente con puntos obtenidos de levantamiento topográfico.	43
Figura 20.- Levantamiento manual de Puente Miguel Hidalgo.	44
Figura 21.- Preparación de superficie de concreto para prueba de esclerometría.	45
Figura 22.- Dibujo de cuadrícula.....	46
Figura 23.- Ejecución de prueba de esclerometría.	46

Figura 24.- Número de rebote registrado en esclerómetro.....	47
Figura 25.- Número de golpes registrados de prueba con esclerómetro.....	47
Figura 26.- Área preparada para prueba con pachómetro.....	48
Figura 27.- Ubicación de acero de refuerzo con pachómetro.....	48
Figura 28.- Acero detectado con pachómetro.....	49
Figura 29.- Interpretación de lectura con pachómetro.....	49
Figura 30.- Mediciones con receptores GPS.....	50
Figura 31.- Ubicación de acelerómetros de bajo costo.....	51
Figura 32.- Colocación de acelerómetro de bajo costo.....	51
Figura 33.- Acelerómetro Móvil.....	52
Figura 34.- Modelo de Elemento Finito.....	53
Figura 35.- Acero expuesto en losa de Puente Miguel Hidalgo.....	58
Figura 36.- Vehículo tipo T3-S3. Fuente: [48].....	62
Figura 37.- Plano estructural de Puente Miguel Hidalgo (dimensiones en metros).....	65
Figura 38.- Resultados de prueba de esclerometría en cabezal 1.....	66
Figura 39.- Resultados de prueba de esclerometría en columna 1.....	67
Figura 40.- Resultados de prueba de esclerometría en columna 2.....	67
Figura 41.- Gráfica de aceleraciones en el dominio del tiempo.....	70
Figura 42.- Gráfica de aceleraciones en el dominio de la frecuencia.....	70
Figura 43.- Sensibilidad de parámetros en segundo modo de vibrar.....	73
Figura 44.- Sensibilidad de parámetros en quinto modo de vibrar.....	73
Figura 45.- Sensibilidad de parámetros en octavo modo de vibrar.....	73
Figura 46.- Sensibilidad de parámetros en noveno modo de vibrar.....	74
Figura 47.- Sensibilidad de parámetros en onceavo modo de vibrar.....	74
Figura 48.- Sensibilidad de parámetros en doceavo modo de vibrar.....	74

Figura 49.- Deformada bajo carga vehicular (camión T3-S3).	78
Figura 50.- Desplazamientos por carga viva (camión tipo T3-S3).	78
Figura 51.- Desplazamientos verticales obtenidos mediante el receptor GPS.	79
Figura 52.- Histograma de desplazamientos verticales.	79
Figura 53.- Diagramas de momento en vigas.	80

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resistencia a la compresión del concreto por año de construcción	56
Tabla 2. Esfuerzo de fluencia del acero por año y tipo de acero.....	57
Tabla 3. Factores de carga de AASHTO	64
Tabla 4.- Número de rebotes registrados por esclerómetro	68
Tabla 5.- Frecuencias obtenidas de los acelerómetros	71
Tabla 6.- Parámetros estructurales utilizados en el análisis de sensibilidad	72
Tabla 7.- Resumen del proceso de calibración.....	75
Tabla 8.- Frecuencias obtenidas en el proceso de calibración	76
Tabla 9.- Variación de las frecuencias del modelo	77
Tabla 10.- Error cuadrático de frecuencias en calibración del MEF	77
Tabla 11.- Momento y cortantes resistentes.....	80
Tabla 12.- Elementos mecánicos por carga muerta y carga vehicular	81
Tabla 13.- Valores obtenidos de los <i>Rating Factors</i>	81
Tabla 14.- Clasificación de percepción de vibraciones.....	82

INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

1.1.1 Historia de Puentes

Al hablar de puentes antiguos, es importante conocer como han ido evolucionando a través del tiempo, puesto que las exigencias a las que estos son sometidos van cambiando al pasar los años, ya sea por el crecimiento de la industria, la población, o innovación en materiales de construcción y procesos constructivos. En registros previos, se ha documentado que el inicio de los puentes fue provocado por la naturaleza, el hecho de colocar una estructura sobre un arroyo o corriente de agua da paso a un puente [1]. A lo largo de la historia, se fueron incorporando materiales como madera, piedras, cuerdas, concreto y acero que hicieron a los puentes más seguros, funcionales, capaces y eficientes.

De acuerdo con Manterola [2] existen 3 parámetros cuya evolución en el tiempo ha determinado la renovación de los puentes, estos son: el material, tipología estructural y las acciones. Aunque estos parámetros se separan, no son independientes, puesto que la tipología estructural dependerá del material y a su vez las acciones a las cuales estará sometido. Desde el punto de vista de tipología estructural, se pueden clasificar 3 grandes familias de puentes:

1. Puentes rectos. - Tienen vigas como elementos resistentes y utilizan la flexión para transmitir cargas.
2. Puentes arco. – Colocan un material resistente en forma de arco, de tal forma que la transmisión de cargas se realice produciendo esfuerzos predominantes de compresión.
3. Puentes colgantes. – Similar al puente arco, pero en sentido inverso utiliza la tracción como mecanismo resistente.

Cada familia de puentes se puede asociar a un material predominante, de tal forma que se pueden clasificar los puentes por materiales, los cuales son madera, mampostería y acero.

Puentes de madera. - se tiene el registro que en el siglo XIX había muchos puentes de madera en carreteras españolas, también se destaca que se construyeron puentes para líneas ferroviarias en España, Inglaterra y Francia. La razón de que se construyeran tantos viaductos y puentes de madera fue que eran más económicos que los metálicos o de mampostería, no obstante, emplear este material resultaba con muchas desventajas ya que diversas obras se veían afectadas por incendios provocados incluso por el propio ferrocarril, otros se construían sobre avenidas de agua que los derribaban con frecuencia Silva-Suárez [3]. Sin embargo, en la actualidad se siguen construyendo puentes de madera por ser económicamente más asequibles, ligeros y debido a que el material es de fácil acceso en comparación con otros. La Figura 1 muestra el puente Trajano como ejemplo de estructuras desarrolladas empleando la madera.



Figura 1.- Puente de madera Trajano. Fuente: [4].

Puentes de mampostería. – Los puentes de mampostería se han construido desde la antigüedad y hay restos arqueológicos de arcos de piedra utilizados como puentes desde los sumerios de Mesopotamia en el año 2000 a.c.[4]. El puente existente más antiguo es el Mycenaean de Arkadiko en Grecia y data de los años 1200 a.c. [4] (ver Figura 2). Por otra parte, estos puentes se caracterizan por estar formados de bóvedas cilíndricas en las cuales predomina la dimensión longitudinal sobre la transversal, siendo el efecto bóveda mínimo. La forma de las estructuras de mampostería sirve para salvar claros de longitud considerable, por lo que se utilizan para cruzar ríos. En comparación con los puentes de madera, los de mampostería resultan ser más resistentes, compactos y

requieren menos mantenimiento ya que son fuertes ante los agentes climatológicos, lo que los hace tener mayor vida útil. En la actualidad ya no se construyen este tipo de puentes por su elevado costo Aquino-Vasquez [5].

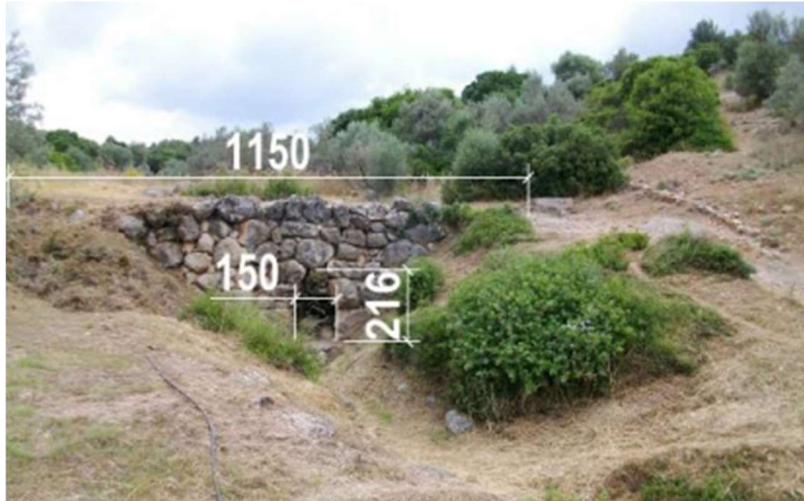


Figura 2.- Mycenaean puente de Arkadiko. Fuente [4].

Puentes de acero. – La revolución industrial dio paso al nacimiento de estos puentes a mediados del siglo XIX, debido a que resultaba más fácil fabricar un material moldeable con las dimensiones y características deseadas, que buscar, elegir y tallar piedras para poder dar la forma necesaria, o talar árboles para extraer madera. Otro factor que propició el uso de estos puentes fue que el utilizar acero proporciona una estructura más resistente y de menor peso en comparación a la mampostería [2]. Un ejemplo de estas estructuras es el famoso puente arco de Garabit construido entre 1881 y 1884 por Alexandre Gustave Eiffel, al finalizar su construcción se proclamó como el puente en arco más largo del mundo, contando con un arco de hierro de 565 metros de largo y 122 metros de altura sobre el río Truvere (ver Figura 3).

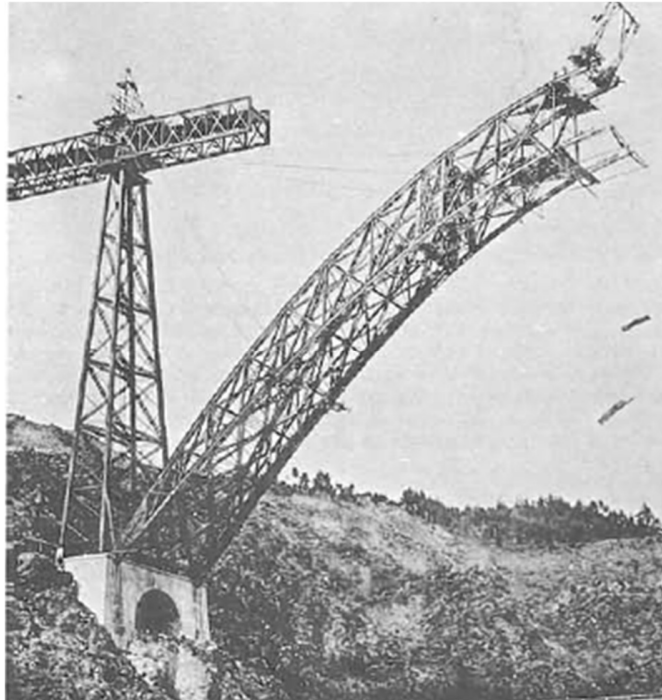


Figura 3.- Construcción de puente viaducto de Garabit. Fuente: [2].

De los tipos de puentes mencionados, del que más registro hay son los construidos a partir de arco de piedra, ya que era el material más resistente y se consideraban como durables, incluso en la actualidad se conoce que existen ciudades que conservan este tipo de puentes en funcionamiento.

1.1.2 Puentes en México

Al igual que en el mundo, en México, el desarrollo de la industria, el crecimiento poblacional y la necesidad de los habitantes de vivir en un entorno más cómodo, agradable y accesible, ha ocasionado la necesidad de contar con infraestructura vial y de comunicación. De acuerdo con el manual de inspección de puentes [6] alrededor del año de 1926, se inició la construcción de carreteras en México. Los ingenieros a cargo realizaron una colección de proyectos tipo que serían utilizados para resolver problemáticas a las que la sociedad se enfrentaba al momento de tratar de cruzar sobre ríos y vialidades. Dichos proyectos tipo, se utilizaron en casi todos los puentes de carreteras antiguas como la México – Laredo, México - Acapulco y México – Morelia - Guadalajara.

Con el paso del tiempo y el desarrollo de la tecnología del concreto, se empezaron a construir estructuras cada vez más complejas con este material, inicialmente se utilizaban losas planas de 10 metros de claro máximo, posteriormente se implementó el uso de losas sobre varias nervaduras de hasta 15 metros de claro. Para claros mayores se recurría al uso de acero estructural, sin embargo, los ingenieros en costos observaron que el concreto resultaba ser un material más económico en comparación al acero estructural, ya que éste podía ser fabricado a pie de obra con materiales de la región y mano de obra local [6].

La Secretaría de Comunicaciones fue pionera en México en el control de la calidad de los materiales de construcción y para la implantación de las normas correspondientes. El desarrollo de esta tecnología permitió obtener concretos de mayor resistencia y confiabilidad, favoreciendo la construcción de puentes de concreto reforzado cada vez más grandes. El primer puente de concreto pretensado en México fue el puente Zaragoza, sobre el río Santa Catarina, en la ciudad de Monterrey en 1953 bajo la dirección exclusiva de ingenieros mexicanos. Pocos años después, en 1957, se construyó el puente sobre el río Tuxpan, en el acceso al puerto del mismo nombre, en el estado de Veracruz [1].

En la actualidad, los puentes se consideran como infraestructuras con alto impacto en el desarrollo social y económico de un país. Por lo que, su diseño debe ser capaz de soportar las distintas cargas a las que éste puede estar expuesto Rivera-Vargas [7]. Hasta el año 2014 existían 16,656 puentes en la red carretera mexicana (8,493 libres de peaje y 8,163 de cuota). Los 8,493 puentes ubicados en la red carretera libre de peaje se encuentran distribuidos en los 32 estados de la República Mexicana según informes del Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) [8].

De acuerdo con las normativas de la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes, los puentes se pueden clasificar según su propósito y ubicación de la siguiente manera:

- Puente: Estructura con longitud mayor de 6 metros, que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua.

- Viaducto: Estructura que se construye sobre barrancas, zonas urbanas u otros obstáculos.
- Paso superior vehicular (PSV): Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de otra vialidad.
- Paso inferior vehicular (PIV): Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por debajo de otra vialidad.
- Paso inferior peatonal (PIP): Estructura destinada exclusivamente al paso de personas que se construye por debajo de la carretera de referencia.
- Puente canal: Estructura destinada exclusivamente al flujo de un canal que se construye por encima de la carretera de referencia.
- Puente ducto: Estructura destinada al cruce de uno o varios ductos por encima de la carretera de referencia.

México es un país con una gran cantidad de puentes a lo largo de su extensión territorial, por lo que resulta de vital importancia contar con reglamentos y normativas que regulen su diseño, la ejecución y mantenimiento. Existen diversos problemas que se pueden presentar en puentes, uno de los más comunes es el deterioro causado por agentes naturales, el cual consiste en un proceso en el que la naturaleza trata de revertir la elaboración artificial de los materiales de construcción y llevarlos nuevamente a su estado natural, de esta manera el concreto sufre agrietamientos y desprendimientos tendiendo a convertirse de nuevo en arena, agregados y cemento, esto debido a cambios de temperatura, intemperismo y otros agentes. Con base en lo anterior, resulta sumamente importante monitorear la salud estructural de un puente a fin de prevenir posibles daños que puedan poner en riesgo la integridad del usuario [6].

1.2 Planteamiento del problema

La infraestructura civil, como los puentes, resulta ser crucial para las economías actuales de todos los países en el mundo. Desafortunadamente, un porcentaje significativo de esas estructuras se encuentra operando cerca del final de su vida útil de diseño y en condiciones un tanto peligrosas. En consecuencia, se han producido accidentes, incluso en los países más desarrollados, debido a fallas, deterioros o acumulación de daño en diferentes elementos estructurales, provocando el colapso de estructuras completas y,

por lo tanto, defunciones y pérdidas económicas substanciales, lo cual magnifica la importancia de lograr métodos confiables para la detección de daño [9].

Particularmente, en la capital del estado de Sinaloa, en México, se encuentra el Puente Miguel Hidalgo, el cual fue de los primeros en ser construido, contando con más de 100 años de antigüedad Medina-Roiz [10]. De acuerdo con Grattesat [11], la edad media de puentes de mampostería existentes es alrededor de 100 a 200 años, por lo que se entiende que está próximo a cumplir el periodo para el cual fue diseñado, o sea su vida útil. Con el paso del tiempo, el Puente Miguel Hidalgo se ha ido adaptando al desarrollo de la ciudad. Según cifras de INEGI [12], en los últimos 40 años el aforo vehicular en la ciudad de Culiacán ha incrementado en un 1,144%, aumentando la posibilidad de fatiga de la estructura. Por otro lado, en la actualidad es evidente el deterioro presente en el puente, ya que para el usuario son notorias las patologías que afectan al mismo, es fácil observar grietas, acero expuesto, vigas golpeadas y flexionadas, neoprenos dañados, movimientos pronunciados de la carpeta asfáltica, etc. Adicionalmente, en los últimos 3 años se han registrado 3 accidentes en el puente, los cuales han sido impactos de vehículos de carga en una viga que las autoridades han llamado “viga de sacrificio”, argumentando de esta forma que no han existido daños estructurales después de dichos sucesos en el puente, lo anterior lo justifican declarando que la viga de sacrificio absorbe toda la fuerza aplicada. Las posibles causas de estos accidentes son la omisión de señalamientos para los conductores de camiones de carga, y el aumento del nivel de la carpeta asfáltica por los programas de bacheo y re-encarpetado del H. Ayuntamiento de Culiacán, disminuyendo la altura del puente.

Además de las circunstancias del Puente Miguel Hidalgo, es importante mencionar que no se cuenta con información relacionada a su construcción y diseño. Esto se descubrió al solicitar a las autoridades correspondientes datos de algún tipo de bitácora, planos arquitectónicos y dictámenes estructurales del puente. No obstante, respondieron declarándose incompetentes de proporcionar dicha información ya que no existe ningún documento relacionado al puente. En las Figuras 4 y 5 se muestra la solicitud de datos sobre el Puente Miguel Hidalgo y la respuesta recibida, respectivamente.

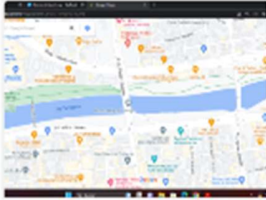
LV

Limbert vega

Para: transparencia@sinaloa.gob.mx

← ↶ ↷ ⋮

Jue 15/06/2023 10:46



A quien corresponda.

Buen día, soy el Ing. Limbert Vega González. estudiante del posgrado en ingeniería de la construcción de la Universidad Autónoma de Sinaloa.

El proyecto de intervención que deseo realizar es un monitoreo del comportamiento estructural del puente Miguel Hidalgo de la ciudad de Culiacán. Por lo que me es necesario solicitar ante usted información relacionada al puente, tal como planos arquitectonicos, estructurales, bitacoras de obra, dictámenes estructurales, etc.

Anexo imagen croquis de ubicación del puente

quedo atento a sus comentarios, esperando pronta y positiva respuesta.
me despido enviando un cordial saludo

ing. Limbert Vega

Figura 4.- Solicitud de documentación de Puente Miguel Hidalgo.

Culiacán, Sinaloa; a 26 de mayo del 2023.

FOLIO SISAI 250484800045523
PRESENTE.-

La Dirección de Obras Públicas del Gobierno Municipal de Culiacán, recibió Oficio con Folio DTM 455/2023-430, de la Dirección de Transparencia, en el que solicita lo siguiente:

"Buen día, soy el Ing. Limbert Vega González, estudiante del posgrado de Ingeniería de la construcción de la Universidad Autónoma de Sinaloa. El proyecto de intervención que deseo realizar es un monitoreo del comportamiento estructural del puente Miguel Hidalgo de la ciudad de Culiacán. Por lo que me es necesario solicitar ante usted información relacionada al puente, tal como planos arquitectónicos, estructurales, bitácoras de obra etc. Anexo imagen croquis de ubicación del puente." ("Sic.")

Y con fundamento en lo establecido en el artículo 16, 17, 19 y 136 de la Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública del Estado de Sinaloa, se da respuesta de la siguiente manera:

Esta entidad pública administrativa no posee entre sus archivos información relacionada con su petición, toda vez que esta Dirección de Obras Públicas no la ha generado y/o producido.

Sin más por el momento aprovecho la ocasión para enviar un cordial saludo, quedando a sus distinguidas órdenes.

ATENTAMENTE



ING. RAÚL CAMACHO VALDEZ.
DIRECTOR DE OBRAS PÚBLICAS
DEL MUNICIPIO DE CULIACÁN



Figura 5.- Respuesta de Ayuntamiento de Culiacán.

En resumen, el problema que esta investigación busca resolver se sustenta en la condición deficiente y que es notable en ciertos elementos estructurales del Puente Miguel Hidalgo. Por ejemplo, es fácil detectar a simple vista agrietamientos en cabezales, así como también vigas de acero pandeadas. Por lo tanto, debido a esta situación negativa, surge la necesidad de monitorear y evaluar si el comportamiento estructural del Puente Miguel Hidalgo es normal o presenta anomalías debido a las patologías que afectan al mismo. Por lo que, en la presente tesis se estudia dicha estructura con el objetivo de definir la existencia de comportamientos no aceptables atribuibles a la situación negativa antes mencionada.

1.3 Hipótesis

Con base en un monitoreo y evaluación de su comportamiento estructural, se espera que el Puente Miguel Hidalgo tenga una respuesta estructural fuera de los rangos que se recomiendan como aceptables en la reglamentación AASHTO. Lo anterior, considerando el efecto de cargas normales de servicio actuando sobre el puente.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Monitorear y evaluar el comportamiento y seguridad estructural del puente Miguel Hidalgo utilizando acelerómetros de bajo costo y receptores GPS (Sistema de Posicionamiento Global), complementando lo anterior con un análisis de elementos finitos de la estructura y evaluando los parámetros considerados como aceptables en la reglamentación AASHTO a fin de determinar comportamientos no deseados en la estructura.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Modelar la estructura con el software SAP2000 aplicando cargas de acuerdo con el reglamento AASHTO para conocer el comportamiento teórico estructural de la misma.
- Instrumentar el puente mediante acelerómetro y receptores GPS para conocer sus características dinámicas y su comportamiento estructural bajo cargas de servicio.
- Comparar los resultados obtenidos (analíticos y experimentales) acerca del comportamiento estructural con respecto a los establecidos en el reglamento AASHTO para conocer la salud estructural del puente.
- Evaluar la seguridad estructural del puente a través del análisis de sus frecuencias naturales para determinar posibles daños.
- Clasificar las vibraciones provocadas por las aceleraciones, de acuerdo con el criterio Wright and Walker para establecer el nivel de percepción del usuario.

1.5 Justificación

El realizar rehabilitaciones estructurales a un puente u obra en general, tiene como objetivo mejorar la seguridad de los usuarios, atendiendo deficiencias que puedan llegar a poner en riesgo la integridad de la estructura. Las rehabilitaciones tienen como fin la

recuperación/reintegración física de una estructura, encontrar soluciones para los defectos constructivos, funcionales, higiénicos y de seguridad que se presenten al pasar de los años. Con el envejecimiento de las obras de infraestructura se crea la necesidad de inspeccionarlas y repararlas a fin de garantizar la seguridad pública y de los usuarios. Sin embargo, existe cierta dificultad cuando se trata de monitoreo estructural en puentes [13]. Los avances tecnológicos en pruebas no destructivas han abierto la puerta a distintos métodos de inspección innovadores aplicables a infraestructuras [14].

El Puente Miguel Hidalgo es una obra de infraestructura de gran importancia en la ciudad de Culiacán, debido a que es una de las principales conexiones entre la zona centro y el norte. Aunado a ello, en los últimos años se han presentado accidentes en la estructura, y no se ha dado un seguimiento puntual de las posibles consecuencias de los impactos vehiculares que podrían derivar en daños estructurales. Por lo que, el realizar el monitoreo y la evaluación del comportamiento estructural del Puente Miguel Hidalgo ayudaría a detectar problemáticas presentes en la estructura de manera oportuna, así como brindar índices de seguridad estructural, lo cual proporciona beneficios tanto sociales como ambientales. Por otro lado, en el caso de ser necesario, la propuesta de rehabilitación del Puente Miguel Hidalgo sería bastante favorecedora, porque se estarían corrigiendo los posibles deterioros y anomalías en el comportamiento de la estructura, además se evitaría la necesidad de derrumbar el puente y construir uno nuevo. Por estas razones, este proyecto se relaciona a uno de los programas PRONACES establecidos por CONAHCYT, en particular, el relacionado al mejoramiento de infraestructura de uso cotidiano como son los puentes, el cual cabe dentro de la línea de vivienda. En otras palabras, este proyecto enfrenta al desafío de ampliar las oportunidades a los grupos vulnerables, propiciar una vida digna y desarrollar una economía social sólida, solidaria y estable, siendo el objetivo del PRONACE de vivienda.

Por otra parte, se planea publicar los resultados obtenidos en este proyecto de intervención por medio de artículos de divulgación o científicos, ponencias en congresos, carteles informativos, etc. Con la finalidad de brindar información que aporte datos o técnicas de monitoreo útiles a futuras investigaciones en el área y a su vez nutra la información publicada sobre el monitoreo estructural en puentes antiguos.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Marco conceptual

2.1.1 Monitoreo estructural

El monitoreo estructural es el proceso de detección, localización, cuantificación y calificación de daño presente en una estructura. Este proceso se basa en la obtención de datos relacionados con las cualidades físicas del sistema tanto en estado sano como dañado a fin de comparar los resultados obtenidos para lograr una evaluación del estado actual de la estructura. El monitoreo estructural se emplea en diversos campos tales como la ingeniería civil, mecánica, aeroespacial, entre otras. Uno de los aspectos más considerables del monitoreo estructural es su naturaleza no destructiva, a pesar de que la colocación del equipo de monitoreo puede ser invasiva, se procura no retirar componentes para evitar que la evaluación pueda afectar el funcionamiento de la estructura [15].

El monitoreo estructural implica un mecanismo de observación continua o frecuente del desempeño de una estructura a fin de conocer sus condiciones existentes o anticiparse a situaciones desfavorables. El monitoreo estructural es útil para identificar el deterioro, evaluar el rendimiento de la estructura ante cargas de servicio, examinar el comportamiento en situaciones extremas y calcular la vida útil restante. Para poder lograr esto, es necesaria la implementación de una red de sensores, incluidos los de deformación, aceleración, desplazamiento, inclinación, velocidad de viento, temperatura, entre otros [16].

El concepto de monitoreo estructural se ha desarrollado dentro de un marco conceptual novedoso denominado “sistemas estructurales inteligentes”, los cuales son dotados de habilidades semejantes a las del mundo biológico, dentro de las cuales se pueden clasificar en 3 componentes principales: 1) detección, 2) procesamiento de información, y 3) reacción. El objetivo a largo plazo de las investigaciones relacionadas al monitoreo estructural es que la infraestructura civil esté dotada de las funciones mencionadas y que provea información clave para la toma de decisiones por parte de los ingenieros [17].

El monitoreo estructural tiene 2 objetivos principales: 1) monitoreo continuo o evaluación en línea, 2) pruebas de evaluación o evaluación fuera de línea, en la Figura 6 se muestran los objetivos de cada uno.

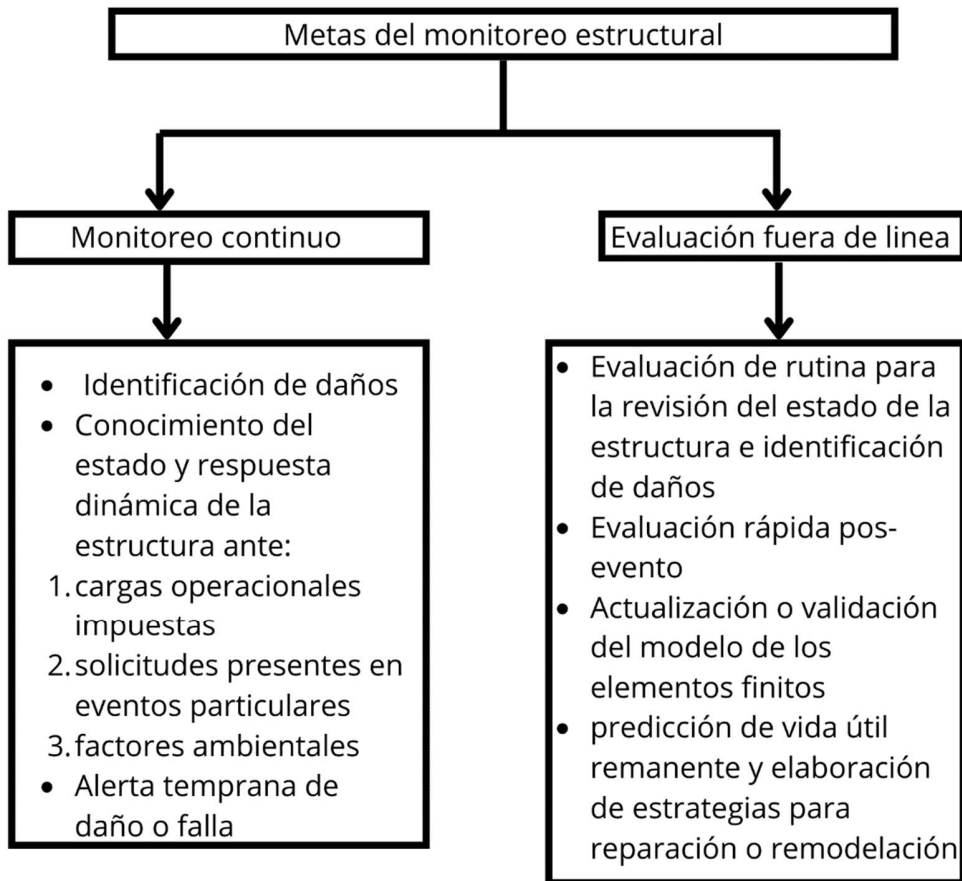


Figura 6.- Metas del monitoreo estructural. Fuente: [17].

2.1.1.1 Monitoreo estructural en puentes

En un sistema de monitoreo de puentes, los sensores se emplean principalmente para monitorear 3 tipos de parámetros: 1) Fuentes de carga como viento, sismos y tráfico vehicular, 2) Respuestas estructurales como tensión, desplazamiento, inclinación y aceleración, 3) Efectos ambientales que incluyen temperatura, humedad, lluvia y corrosión [18].

El hecho de utilizar un sistema de monitoreo constante brinda beneficios como: reducir los costos de operaciones de inspección y mantenimiento en un 25%, disminuir los costos de tráfico en un 30% al decrecer el número y alcance de las inspecciones. También reduce el costo total de vida útil del puente hasta en 10% mediante la aplicación de modelos mejorados de predicción de la vida útil [19].

Para poder extraer el comportamiento estructural de manera automática, es necesario disponer de una red de sensores y que cada instrumento proporcione información de elementos estructurales seleccionados estratégicamente para captar el suficiente número de datos que permitan conocer su estado de operación en diferentes instantes de tiempo. Las señales captadas por los sensores son recolectadas por un sistema de adquisición de datos. La información guardada se envía al ingeniero responsable de la obra para la toma de decisiones [17].

Lo mencionado se enfoca a puentes o estructuras de gran importancia y modernas, como el puente Tsing Ma en Hong Kong el cual cuenta con unos 350 canales de sensores, el puente Bill Emerson sobre el río Misisipí, Estados Unidos con 84 acelerómetros instalados, o el puente Stonecutters en Hong Kong, con 1781 sensores instalados [17]. Lo anterior, puede llegar a ser complejo y costoso para la detección automática de posibles fallas en estructuras de baja importancia o a aquellas con edad avanzada.

2.1.1.2 Sistemas de monitoreo estructural

El sistema de monitoreo integra funciones como recopilación de datos, diagnóstico de la salud y advertencia de daños, lo que hace que todo el proceso de prueba estructural del puente sea dinámico y conveniente [20].

En la actualidad existen estudios que reportan los resultados de diferentes tecnologías y sistemas relacionados con el monitoreo estructural, por ejemplo, se han destacado los sistemas a base de fibra óptica, redes inalámbricas, cámaras de video y de barrido óptico. Cada una de las tecnologías y sistemas para el monitoreo estructural (incluyendo sus ventajas y desventajas) pueden ser utilizados en distintas situaciones [21].

2.1.1.3 Medidores de deformación

Los sensores que miden la deformación requieren de un montaje anclado directo al elemento a monitorear, esto puede llevarse a cabo asegurando el instrumento sobre la superficie mediante inserción directa en el concreto, mientras se encuentre en estado fresco, preinserción en bloques de concreto que serán posteriormente añadidos a la estructura. Son resistentes por lo que se consideran de amplia utilización dentro de muros y columnas con altas cargas. Es común encontrarlos con termistores incluidos, por lo que proveen información acerca de cambios de temperatura de los materiales [15].

La medición de la deformación es un factor clave para la evaluación de la seguridad y la capacidad de servicio de las estructuras de puentes durante su vida útil. Para garantizar el rendimiento seguro de los puentes, la deformación debe permanecer dentro de límites aceptables durante toda la vida útil de la estructura. Por lo tanto, es crucial estimar y monitorear de manera precisa y eficiente la amplitud de la deformación de los puentes para evitar colapsos y deterioros impredecibles [22].

2.1.1.4 Medidores de desplazamiento

Los instrumentos capaces de determinar desplazamientos se utilizan para definir los cambios de posición de las uniones, articulaciones, grietas, fracturas o deformaciones entre capas de materiales. Son utilizados para medir asentamientos por dilatación de componentes, se puede encontrar de tipo potenciómetro o de medición de vibración [15].

2.1.1.5 Sensores sísmicos

Los sismómetros son equipos que cuantifican vibraciones de las placas tectónicas del suelo, incluidos los efectos generados por desastres naturales como terremotos. Un sismómetro de movimiento fuerte suele medir aceleraciones basado en el principio de equilibrio de fuerzas y puede integrarse para obtener tanto velocidades como desplazamientos del suelo [18].

2.1.1.6 Sensores de pesaje en movimiento

De acuerdo con You-Lin [18] los dispositivos de pesaje en movimiento (MIW, por sus siglas en inglés) pueden medir el peso por eje de los vehículos que pasan y, por lo tanto, la suma del peso de los vehículos, la velocidad del vehículo al momento de pasar a través

del puente y la distancia entre ejes. Estos datos resultan útiles al momento de evaluar la carga de tráfico en los puentes.

2.1.1.7 Sensores de temperatura

La temperatura estructural se mide con frecuencia en muchos dispositivos o sistemas de monitoreo. Se conoce que los cambios de temperatura influyen significativamente en la deflexión y deformación general de los puentes [18].

2.1.1.8 Acelerómetros

A pesar de que la vibración se puede medir en términos de velocidad y desplazamiento dinámico, la aceleración se puede muestrear con mayor precisión. De forma general, los acelerómetros se utilizan para medir los cambios de aceleración de estructuras excitadas por diferentes tipos de cargas verticales como horizontales [18].

2.1.2 Determinación de resistencia a compresión

Para determinar la resistencia a compresión de un elemento existen distintos métodos. Para esta investigación se utiliza el esclerómetro o martillo Schmidt. Las características, funcionamiento y procedimiento del martillo Schmidt o bien conocido como esclerómetro se basan en la norma ASTM D5873-05 [23], para estimar en campo o laboratorio la resistencia a compresión simple de un elemento de concreto [24].

2.1.2.1 Piedra abrasiva

La piedra abrasiva está constituida por un material de dureza y textura que permite pulir superficies de concreto [25].

2.1.2.2 Yunque de referencia de acero

El yunque de referencia de acero se emplea para la verificación del martillo, estando definido con una dureza Rockwell C 52, una masa de 18 kg \pm 1 kg y un diámetro de aproximadamente 0.150 m [25].

2.1.2.3 Tipos de martillos

En la práctica se utilizan 2 tipos de martillo, el tipo L con energía de impacto de $0.735 N \cdot m$ y el martillo tipo N con energía de impacto de $2.207 N \cdot m$. Los rebotes medidos de estos martillos se denotan con la nomenclatura RL y RN, respectivamente. Ambos martillos proporcionan resultados precisos para valores a compresión simple de la roca de ensayo [24].

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, por sus siglas en inglés) antes del año 2009 recomendaba únicamente el uso de martillo tipo L, en la actualidad ambos son permitidos [26]. El martillo tipo N se utilizaba en la mayoría de los casos para determinar resistencias en concreto, sin embargo, este resulta ser menos sensible a las irregularidades de la superficie ensayada y es recomendado utilizarlo preferiblemente en pruebas de campo [24]. En la Figura 7 se ilustra la sección longitudinal de martillo de rebote con sus componentes.

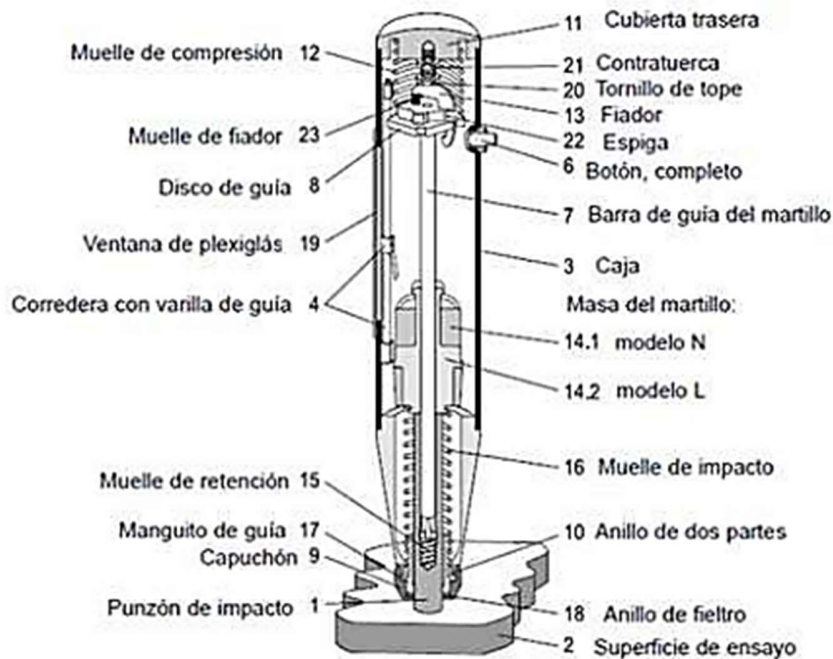


Figura 7.- Sección longitudinal de martillo de rebote con sus componentes. Fuente: [24]

2.1.2.4 Principio del funcionamiento del martillo de rebote

El martillo de rebote consiste en un vástago que tiene conectado un muelle. Se coloca el vástago sobre la roca y se introduce el martillo empujándolo hacia la roca, lo que permite que se almacene energía en el muelle que se libera automáticamente cuando esa energía elástica alcanza cierto nivel y lanza una masa contra el vástago. La altura que alcanza la masa al rebotar se mide en una escala graduada de 0 a 100 que resulta ser directamente proporcional a la dureza y por lo tanto a la resistencia a compresión simple de la roca [24].

2.1.2.5 Procedimiento de utilización del martillo de rebote

El martillo de rebote se debe utilizar solo en la superficie de los materiales a ensayar y en el yunque de prueba. En el caso de las pruebas en el sitio de obra, se deben preparar previamente las zonas elegidas a ensayar, eliminando de la superficie pintura, polvo o cualquier elemento no propio del concreto que pueda afectar el índice de rebote. En el caso de que la superficie presente irregularidades, esta debe ser pulida con ayuda de una piedra abrasiva (Figura 8) hasta que quede lisa [25].



Figura 8.- Preparación de superficie a ensayar. Fuente: [24]

Posteriormente se realizan los siguientes pasos:

- Colocar el martillo en posición perpendicular a la superficie del elemento a ensayar y ejercer una presión para permitir que el embolo se libere y dejar que se extienda

hasta alcanzar su máxima extensión, eliminando la presión sobre el martillo, mantener la perpendicularidad y presión uniforme hasta que la masa interna del martillo golpee la superficie del concreto [25].

- Posterior al impacto, presionar el botón para bloquear el vástago y registrar la lectura en la escala graduada de al menos 10 impactos [24]. La Figura 9 muestra un ejemplo de la prueba de esclerometría.



Figura 9.- Prueba de esclerometría a elemento de concreto.

2.1.2.6 Expresión de resultados

Independientemente del número de muestras, en cada una debe haber al menos 10 lecturas de tal forma que el 80% de ellas no difieran en más de 8 unidades del promedio. Con las lecturas validas dentro del rango, se determina el promedio registrado como el número de rebote de la muestra correspondiente. Si más del 20% de las lecturas difieren del valor promedio en más de 8 unidades, se deberán descartar las lecturas y repetir el procedimiento. La desviación estándar en una muestra con un solo operador, el mismo equipo y día de ensayo es de 25 unidades, por lo tanto, el rango de diez lecturas no debe exceder a 12 unidades [25].

Por otra parte, el ISRM recomienda tomar 20 lecturas en diferentes zonas con la opción de parar cuando alguna de las lecturas siguientes a las 10 primeras difiera de la inmediatamente anterior en más de 4 golpes. La norma ASTM-A615 [27] recomienda tomar 10 lecturas [24].

De acuerdo con la Norma NMX-C-192 [25] el informe del ensayo debe contener los siguientes datos:

- Identificación de la estructura
- Ubicación de la superficie de ensayo
- Número de rebote promedio por ensayo
- Tipo de dispositivo y número de serie
- Fecha de ensayo
- Temperatura ambiente
- Tamaño del elemento ensayado
- Si la superficie fue pulida, indicar el espesor del esmerilado

2.1.2.7 Corrección de resultados

Realizar ensayos con esclerómetro para la determinación de la resistencia del concreto puede tener resultados con errores de alta magnitud si no se relacionan estos ensayos de dureza con la resistencia de probetas testigo (también conocidas como núcleos) obtenidas de la estructura de la cual se desea conocer su resistencia a la compresión [28].

Hay variables que intervienen en los resultados de esclerometría, tales como tipo de cemento, dosificación, edad del concreto, acabado superficial, las cuales tienen una influencia notable en el resultado. Existen valores de corrección para cada una de las variables permitiendo aproximar el resultado a la realidad. En el caso de que se desconozcan las variables mencionadas, el valor deducido de la calibración-tipo puede fluctuar en un rango desde $0.624 F'c$ hasta $2.0 F'c$, siendo $F'c$ la resistencia a compresión del concreto tipo. Por lo tanto, la resistencia estimada puede ser 3 veces superior o inferior a la real si no se poseen datos para determinar el coeficiente de corrección [28].

2.1.3 Ubicación de acero de refuerzo

Para desarrollar este trabajo de investigación es primordial ubicar el acero de refuerzo existente en los elementos estructurales del caso de estudio, a fin de poder aproximar el modelo lo más posible a la realidad, para lo cual se utilizará un equipo llamado pachómetro el cual realiza un ultrasonido sobre el elemento detectando el acero de

refuerzo, así como la separación y grosor de este, lo cual servirá para nutrir con datos al modelo desarrollado en el software SAP2000.

2.1.3.1 Principio de funcionamiento del pachómetro

La interacción entre campos electromagnéticos y los conductores constituye el principio en el que se basan estos aparatos y permite la detección de la presencia de armaduras de forma no destructiva, así como su dirección y en ocasiones, la magnitud del espesor del recubrimiento [29].

El pachómetro mide en diferentes puntos de la superficie del concreto, la alteración del campo magnético generado por una sonda electromagnética, determinando la posición del acero de refuerzo y con menor precisión su diámetro y espesor del recubrimiento. Cuando la densidad del armado es alta o el espesor del recubrimiento es grande, se pueden producir errores [30].

En el concreto, los pachómetros son ampliamente utilizados como detectores de acero de refuerzo y con algunos modelos más sofisticados, como medida no destructiva del espesor del recubrimiento (la precisión y exactitud de los resultados dependen del concreto y equipo) [29].

2.1.3.2 Procedimiento

Antes de iniciar se debe limpiar la superficie a fin de eliminar cualquier materia extraña que pueda interferir en la lectura del equipo. Posteriormente, se enciende el equipo (ver Figura 10) procurando que esté fuera del alcance de algún metal.



Figura 10.- Equipo Pachómetro para detección de acero.

Después, se coloca el equipo sobre la superficie a monitorear y se desliza con cuidado hacia los lados procurando que el equipo detecte el acero de refuerzo en la pantalla (ver Figura 11). Se pueden tomar lecturas de pantalla que se guardan en la memoria interna del equipo para después exportar los datos a la computadora.



Figura 11.- Detección de acero de refuerzo con pachómetro.

2.2 Estado del arte

Si se indaga en la literatura, se puede encontrar fácilmente que está reportado como una necesidad el conocer la condición estructural de edificaciones antiguas, y más aún, aquellas que son utilizadas día con día como los puentes. En este sentido, a continuación, se presenta un análisis de los principales antecedentes reportados al respecto en la literatura.

Quintana-Rodríguez [31] desarrolló una técnica de evaluación no destructiva del tipo global, basada en el análisis de ondas de alta frecuencia en intervalos cortos de tiempo, denominado como Método de Búsqueda Global (MBG). El análisis de ondas en intervalos cortos de tiempo, resulta ser un método práctico y novedoso para su época, en el cual se evalúan las primeras ondas transmitidas y reflejadas que se registran en sensores colocados en determinados puntos de una estructura, después, fueron comparadas con respecto a un Modelo de Elemento Finito calibrado de la misma estructura. Esta metodología se aplicó en una fase inicial, en estructuras de laboratorio cuyos parámetros eran previamente conocidos, para posteriormente ser utilizados en una estructura real como lo fue el puente Río Papaloapan. Dicha obra de ingeniería es del tipo atirantado con una longitud de 407.2 metros y cuenta con 8 semi-arpas donde cada una está compuesta de 14 tirantes. Para validar la metodología del MBG se realizó una prueba de detección de daño durante los trabajos de mantenimiento del puente, donde se identificó el daño por la pérdida de un tirante, lo cual se simuló cuando uno de éstos fue destensado para sustituir el elemento de anclaje superior. Los resultados obtenidos de esta investigación mostraron que los sensores cercanos al lugar donde se rehabilitó el elemento de anclaje superior pudieron identificar el tirante que fue destensado, por otra parte, los sensores alejados a más de 65 metros no pudieron detectarlo debido a la rápida dispersión de la señal. Con eso se concluyó que el MBG puede ser utilizado como un método de evaluación no destructiva para detección de daño en puentes.

Liu-Kuan [32] llevó a cabo un proyecto de monitoreo estructural del puente PIE LanammeUCR con el enfoque basado en vibraciones ambientales inducidas por cargas dinámicas que afectan al puente. Para optimizar el uso de recursos se propuso un sistema portátil en lugar de uno de monitoreo permanente, con el fin de utilizar los equipos

en varios puentes. Para no obstruir el tráfico vial, se instalaron sensores de aceleración en las aceras del puente. Dichos sensores percibieron aceleraciones producidas por carga vehicular y fueron registradas por medio de unidades de adquisición de datos en forma sincronizada y vía wifi. Los datos recolectados se procesaron para determinar los parámetros dinámicos de la estructura, los cuales son frecuencias modales, formas modales y amortiguamiento. Estos resultados permitieron determinar la condición estructural del puente.

Vazquez [33] realizó una evaluación estructural enfocada en las condiciones de servicio del puente Benito Juárez ubicado en Culiacán, México, mediante el uso de receptores GPS. El proceso de evaluación consistió en medir los desplazamientos de manera continua por una hora en tres períodos diferentes del día (horas con mayor carga vehicular) durante los 7 días de la semana. Dado que la respuesta de una estructura sometida a cargas puede dar lugar a diferentes tipos de desplazamientos, las series temporales de GPS se utilizaron para el cálculo adecuado del desplazamiento dinámico y semi-estático en el claro central del puente. Para esto se aplicaron dos técnicas de filtrado de datos, el promedio móvil y el filtro Chebyshev. Los resultados mostraron un promedio de probabilidad de que los desplazamientos semi-estáticos superen los límites $L/800$ y $L/1000$ de 43% y 52%, respectivamente. Por lo que, de acuerdo con los desplazamientos dinámicos y semi-estáticos, el puente Benito Juárez presenta un comportamiento inadecuado que conlleva a la necesidad de monitorear la estructura constantemente por parte de las autoridades. En conclusión, esta investigación demostró que el GPS es una herramienta eficiente para el monitoreo de la salud estructural de los puentes.

Gatti [34] efectuó pruebas de confiabilidad estructural en un puente de concreto reforzado pretensado construido en los años sesenta del siglo veinte, comparando las respuestas estructurales, el desempeño y los costos de las pruebas de carga estática y dinámica aplicadas. Para llevar a cabo las pruebas estáticas, se utilizaron técnicas de nivelación geométrica para medir las deflexiones de la plataforma inducidas por cuatro camiones de 36 toneladas de peso cada uno. En el caso de las pruebas de carga dinámica, se utilizaron acelerómetros colocados en las vigas principales para determinar las

frecuencias de vibración producidas por un impulso de un camión de 2 toneladas. El análisis mostró que la prueba de carga dinámica puede complementar la evaluación estática para el análisis estructural de puentes nuevos o ser una alternativa para el monitoreo de puentes en funcionamiento.

López-Varelas [1] también evaluó el puente Benito Juárez debido a la presencia de desplazamientos fuera de los límites establecidos en los reglamentos de construcción de puentes. A partir de un software de análisis estructural y los reglamentos AASHTO para puentes de concreto reforzado propuso una rehabilitación estructural con el objetivo de solucionar el problema de vibración y desplazamientos excesivos con ayuda de una armadura a base de perfiles estructurales huecos (HSS, por sus siglas en inglés).

Vázquez-Ontiveros [35] implementó durante pruebas de carga estáticas del puente El Carrizo, la metodología de Posicionamiento Puntual Preciso (PPP) a partir de un solo receptor GNSS (por sus siglas en inglés) de grado geodésico. El estudio determinó el comportamiento estocástico de los desplazamientos y su correspondiente función de densidad de probabilidad. Adicionalmente, los resultados validaron la exactitud de la tecnología de medición PPP-GNSS y los beneficios potenciales del enfoque del monitoreo estructural probabilístico, ya que el riesgo se puede extraer utilizando un solo receptor GNSS en términos de índice de confiabilidad y probabilidad de falla. Basado en la evaluación probabilística, se demostró que el puente el Carrizo, presentó un adecuado comportamiento después de su rehabilitación.

Guzmán-Acevedo [36] propuso una metodología alternativa para estimar la tensión de los tirantes indirectamente sin considerar sus parámetros mecánicos, tales como masa y longitud. El caso de estudio fue el puente Río Papaloapan ubicado en Veracruz, México. Esta estructura se caracterizó por haber presentado varios problemas respecto al material de fundición debido al mal tratamiento térmico en los anclajes superiores de algunos cables. Se seleccionaron 13 tirantes para evaluar la metodología propuesta, resultando diferencias dentro de 3.44% respecto a la estimación de tensión directa generado por un gato hidráulico. Además, el proceso fue complementado con una metodología de visión por computadora que consistió en medir remotamente la

frecuencia de vibración de los cables a partir de un video de alta resolución grabado con un teléfono inteligente. Los resultados presentaron un error cuadrático de aproximadamente 0.002 Hz y una diferencia en la estimación de la fuerza de tensión por debajo del 3.3% frente a un enfoque de medición mediante un acelerómetro. Finalmente, se concluyó que la metodología compuesta para la determinación de la fuerza de tensión indirecta es una opción cuando los cables son de difícil acceso, no hay un lugar estable para instalar la cámara fuera de la estructura, y no existe información sobre los parámetros mecánicos de los cables.

Fiandaca [37] menciona que el estudio de puentes se está convirtiendo en una prioridad mundial, debido a que se tiene el conocimiento de que toda infraestructura sufre un deterioro estructural progresivo debido al envejecimiento por cargas de servicio y por las condiciones ambientales.

3 METODOLOGÍA

3.1 Introducción

La metodología de este proyecto de investigación se dividió en tres etapas: la primera consistió en la caracterización física y mecánica de la estructura. Se realizó un levantamiento topográfico al puente con ayuda de una estación total digital y por medios manuales con cinta métrica y flexómetro, con la finalidad de conocer las dimensiones reales de la estructura. Además, a través del esclerómetro, se determinó la resistencia a compresión del concreto de los elementos estructurales del Puente Miguel Hidalgo. Las pruebas del esclerómetro se realizaron bajo los lineamientos de la norma NMX-C-192 [25]. Adicionalmente, se utilizó un pachómetro para ubicar el armado existente en los elementos estructurales, así como para determinar el diámetro del acero de refuerzo existente. Esta prueba se realizó bajo los lineamientos de la norma NMX-C-275 [38].

La segunda etapa consistió en una campaña de medición en campo de los desplazamientos y vibraciones generadas por la estructura al ser afectada por la carga vehicular. Dichas mediciones se realizaron mediante acelerómetro y receptores GPS.

Por último, la tercera etapa evaluó el comportamiento estructural del Puente Miguel Hidalgo mediante un análisis de elementos finitos a través del software SAP2000 bajo los lineamientos de la normativa AASHTO.

En la Figura 12 se muestra un diagrama de flujo en el cual se detallan las etapas que conforman la metodología propuesta.

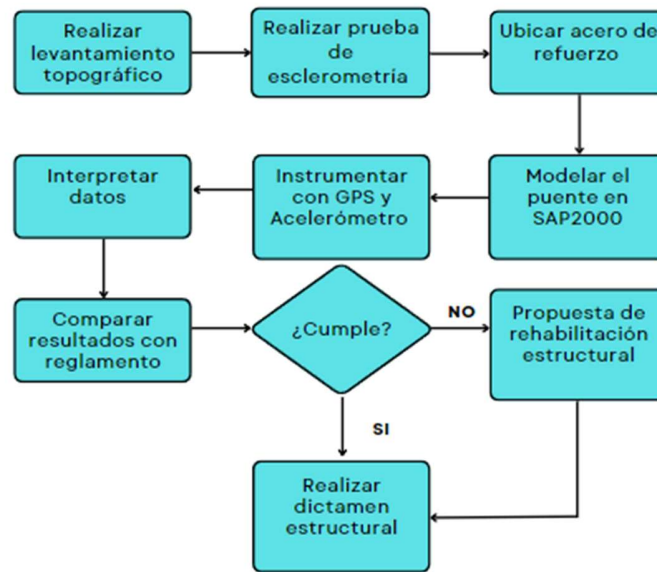


Figura 12.- Diagrama de flujo de metodología.

3.2 Equipo y software

En este apartado se describirán de manera técnica los equipos y software necesarios para realizar el monitoreo estructural.

El procesamiento de los datos se realizó con ayuda del lenguaje de programación Python mediante un algoritmo que permite procesar los datos obtenidos a través del monitoreo, así como proporcionar las frecuencias de los modos de vibrar de la estructura.

Estación total: Se utilizó el equipo Leica Flexline TS06 plus, el cual permite mediciones de distancias con alta precisión, cuenta con modo de medición a prisma con una velocidad en la toma de 1 segundo y una precisión 1.5 mm + 2 ppm (partes por millón), también es posible obtener mediciones sin prisma con precisión de 2 mm + 2 ppm. Cuenta con una precisión angular de 1/2", 3/5" y 7", y además de que las mediciones de distancia a prisma circular tienen un rango de 3500 m y sin prisma un rango de 1000 m [39]. A continuación, la Figura 13 ilustra la estación total descrita anteriormente.



Figura 13.- Estación total Leica Flexline TS06 plus. Fuente: [39].

Receptores GPS: Se implementó el equipo V30 PLUS, el cual tiene la capacidad de seguir a múltiples constelaciones satelitales. El instrumento proporciona precisiones en posicionamiento cinemático en tiempo real de 8 mm + 1 ppm y 15 mm+ 1 ppm, en la componente horizontal y vertical, respectivamente. Adicionalmente, para comunicación utiliza radio interno, radio externo, la red de comunicación se establece por bluetooth, red móvil celular 4G y frecuencia Wifi [40]. La tecnología GPS puede cumplir con las necesidades de estos monitoreos gracias a su capacidad de procesamiento en tiempo real y, por lo tanto, puede verse como una herramienta nueva y prometedora para la evaluación de estructuras de ingeniería [41]. En la Figura 14 se presenta el dispositivo GPS que se empleó.



Figura 14.- Receptor GPS V30 Plus. Fuente: [40].

Acelerómetros de bajo costo: EL MPU6050 es un sensor de medición inercial que cuenta con 6 grados de libertad ya que está diseñado para que un acelerómetro y giroscopio adquieran datos en las tres componentes. En el caso del acelerómetro, tiene una sensibilidad de ± 2 , ± 4 , ± 8 y ± 16 g, mientras que la máxima frecuencia de muestreo es de 1000 Hz [42]. La Figura 15 ilustra el acelerómetro utilizado en las mediciones de las frecuencias de vibrar de la estructura.

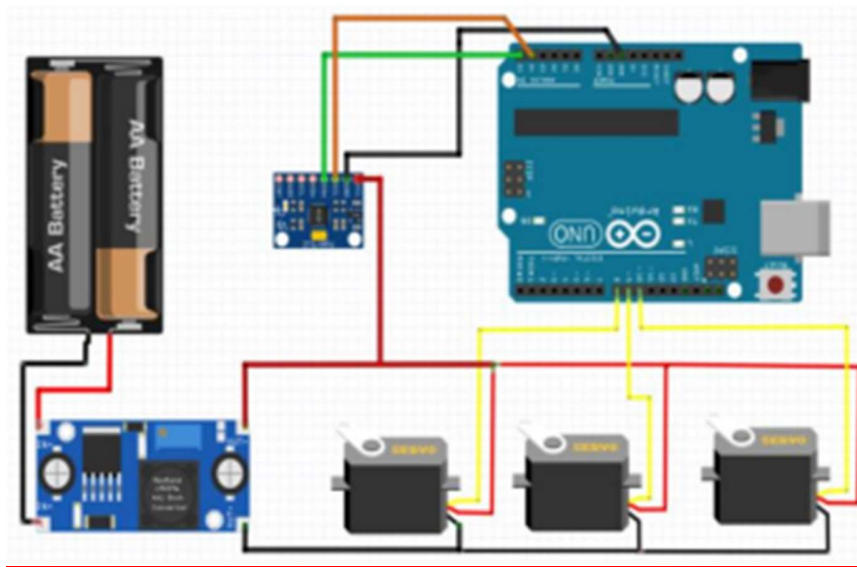


Figura 15.- Acelerómetro de bajo costo MPU6050. Fuente: [42]

Esclerómetro: Se utilizó el martillo Schmidt Original Schmidt Live (OS8000) marca proceq, cuenta con pantalla analógica con manejo digital, energía de impacto de 2.207 N·m, 0.735 N·m, rango de resistencia a la compresión de 10 a 100 N/m² y memoria de más de 20,000 impactos. La Figura 16 presenta el martillo de rebote que se implementó para la extracción de la resistencia a la compresión del concreto del Puente Miguel Hidalgo.



Figura 16.- Esclerómetro Schmidt Live OS8000.

Pachómetro: Se utilizó el modelo Wall Scanner PS 85, con un rango de detección de hasta 200 mm, distancia mínima entre 2 objetos hasta de 40 mm, precisión de localización de 5 a 10 mm. En la Figura 17 se observa el Pachómetro detector de refuerzo.



Figura 17.- Pachómetro Wall Scanner PS 85.

3.3 Procedimiento

Para este proyecto de investigación se realizaron 2 visitas de reconocimiento al Puente Miguel Hidalgo, ubicado en la Av. Álvaro Obregón de Culiacán, Sinaloa. El objetivo de las primeras visitas fue desarrollar una inspección visual con la finalidad de observar e identificar la condición actual del puente, detectar distintas patologías, deterioro presente en el mismo, así como determinar los elementos estructurales a monitorear y planear las actividades a realizar.

3.3.1 Levantamiento de la estructura

Con el objetivo de generar el MEF fue necesario adquirir las coordenadas tridimensionales de los límites geométricos del puente a través de una estación total (ver Figura 18). Con este procedimiento se generó una poligonal topográfica de tipo abierta iniciando de un vértice de la Red Geodésica Nacional Pasiva cercana al puente. Posteriormente, la información se importó al software AutoCAD para definir las dimensiones y geometría del puente (ver Figura 19).



Figura 18.- Levantamiento topográfico del Puente Miguel Hidalgo.

A fin de corroborar los datos recabados con el levantamiento topográfico y complementar mediciones en zonas de difícil acceso para la estación total, se realizó una medición manual de los elementos estructurales del puente con cinta y flexómetro, incluyendo la separación entre vigas, peralte de viga, ancho y largo del patín. Estas mediciones fueron necesarias para poder clasificar a las mismas vigas (Figura 20).

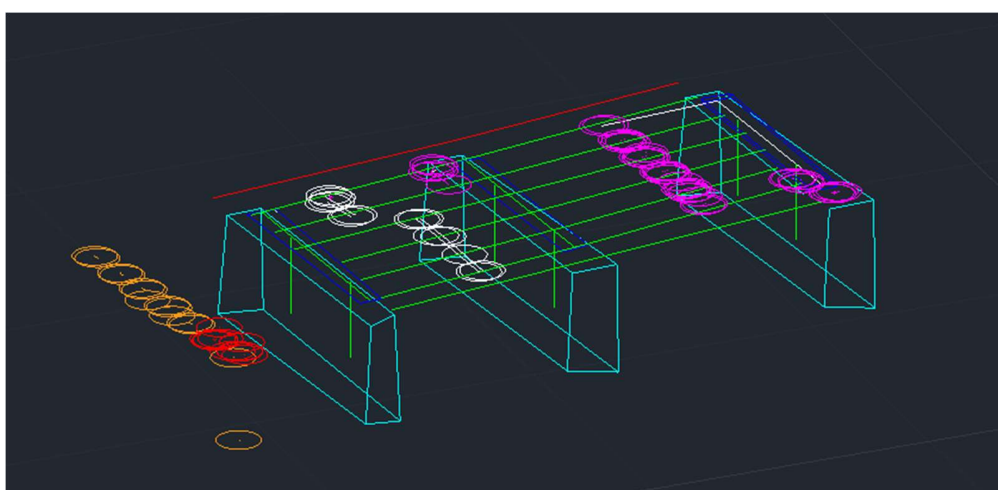


Figura 19.- Dibujo de puente con puntos obtenidos de levantamiento topográfico.

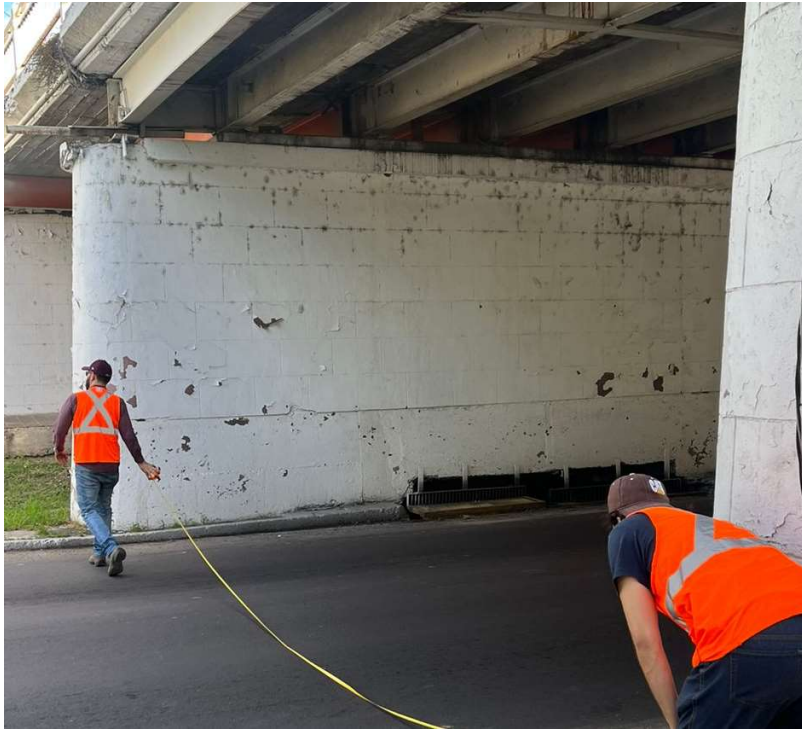


Figura 20.- Levantamiento manual de Puente Miguel Hidalgo.

Por otro lado, para determinar la resistencia a compresión del concreto en los elementos estructurales, según la norma NMX-C-192 [25], fue necesario ubicar puntos estratégicos y de fácil acceso en la zona del puente a estudiar, asegurándose que el área de prueba tenga por lo menos 0.15 m de diámetro y 0.10 m de espesor para evitar lecturas erróneas. Antes de iniciar la prueba, con ayuda de una piedra abrasiva se eliminó toda presencia de pintura, polvo, imperfección por cimbra o cualquier elemento no propio del concreto que pueda llegar a afectar el índice del rebote (Figura 21).



Figura 21.- Preparación de superficie de concreto para prueba de esclerometría.

Posteriormente, se dibujó una cuadrícula de 12 elementos (0.10×0.075 m, con una separación de 0.025 m) para efectuar la prueba dentro de estos (Figura 22). Después, se colocó el esclerómetro en forma perpendicular sobre la superficie del concreto ejerciendo la presión necesaria para permitir que el embolo se libere hasta alcanzar su máxima extensión, eliminando la presión sobre el martillo, manteniendo la perpendicularidad y la presión uniforme hasta que la masa interna del martillo golpee la superficie del concreto, después del impacto se oprimió el botón pulsador y se tomó la lectura registrada en la pantalla del esclerómetro, esta operación se realizó 10 veces como mínimo y con una separación entre impactos de 0.025 a 0.050 m (Figura 23 y 24). Al finalizar, se generó un promedio de valores y así se obtuvo la resistencia a compresión del concreto en la zona analizada.



Figura 22.- Dibujo de cuadrícula.



Figura 23.- Ejecución de prueba de esclerometría.



Figura 24.- Número de rebote registrado en esclerómetro.

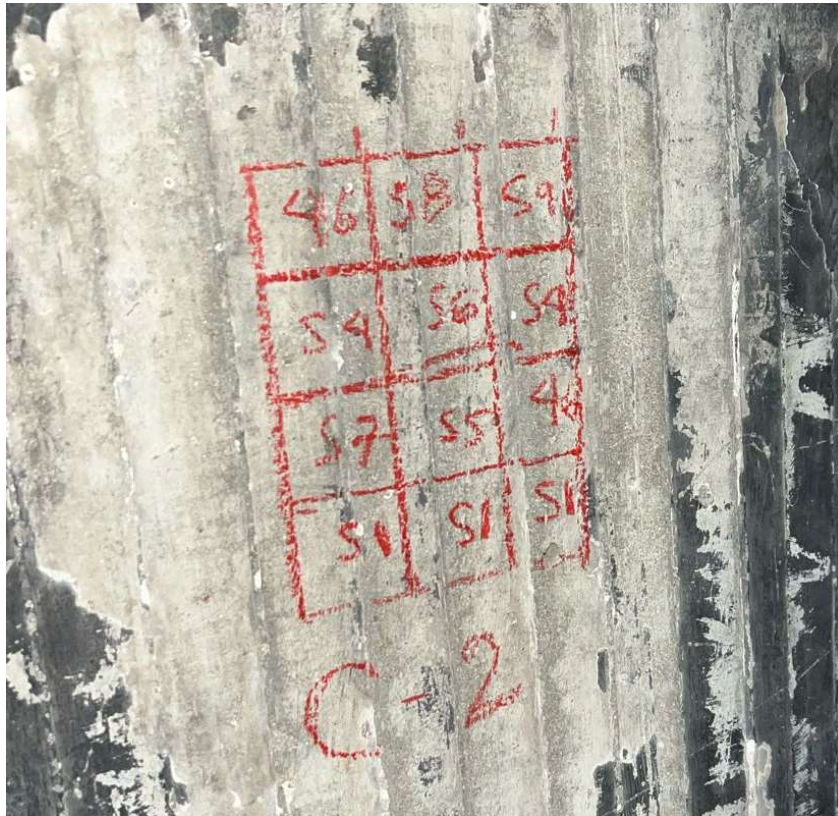


Figura 25.- Número de golpes registrados de prueba con esclerómetro.

Después de la prueba con el esclerómetro, con ayuda del pachómetro se localizó el acero de refuerzo existente en los elementos estructurales del puente. De acuerdo con lo establecido en la norma NMX- C-275 [38], se preparó previamente el área donde se realizaría la prueba, teniendo una superficie plana, limpia sin polvo, grasa u otros agentes que puedan interferir en el ensayo (Figura 26). Se pasó el pachómetro por la superficie deslizándolo con ayuda de las ruedas del aparato, y se interpretaron los datos presentados en la pantalla del equipo (Figura 27). Este procedimiento se llevó a cabo para definir la configuración del armado de acero (Figura 28).



Figura 26.- Área preparada para prueba con pachómetro.



Figura 27.- Ubicación de acero de refuerzo con pachómetro.

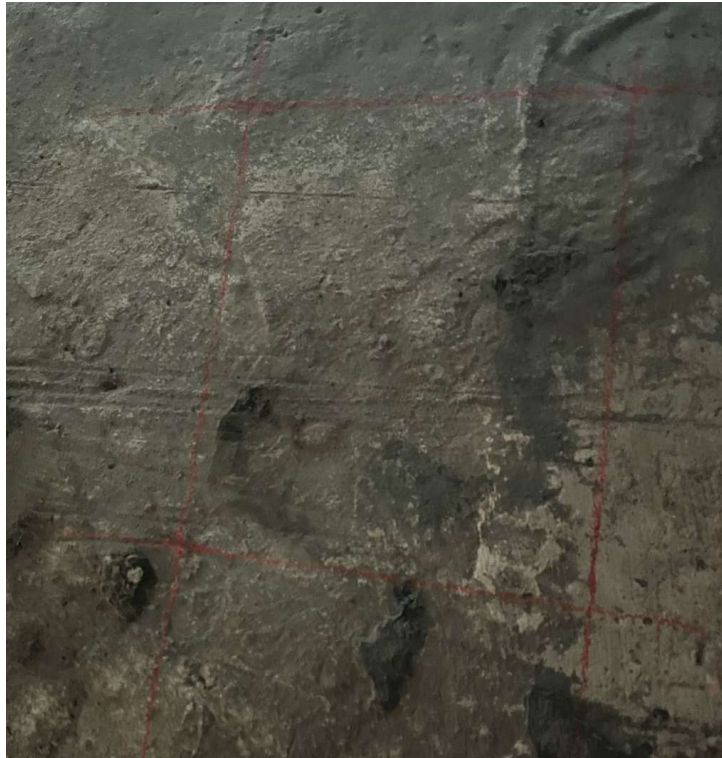


Figura 28.- Acero detectado con pachómetro.

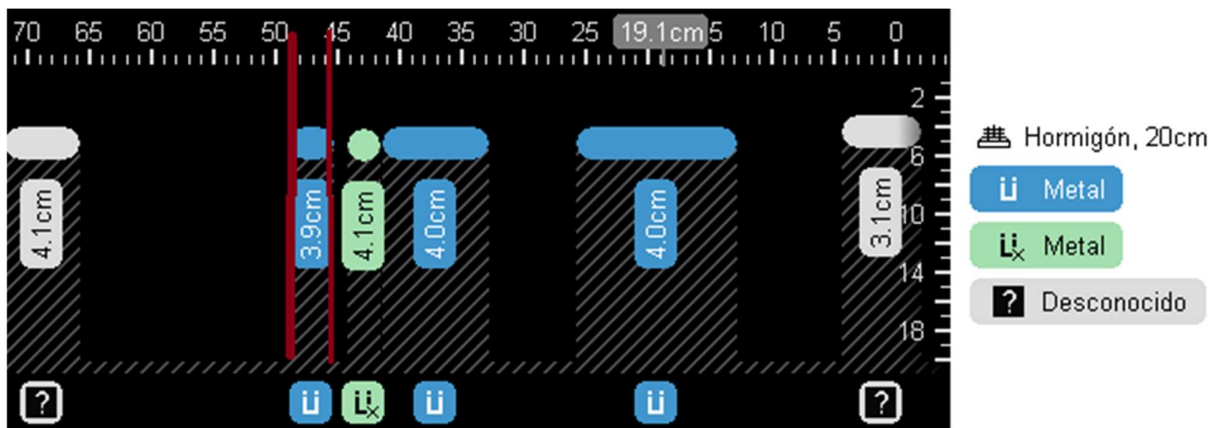


Figura 29.- Interpretación de lectura con pachómetro.

3.3.2 Campaña de medición

En la siguiente etapa de la metodología se desarrolló una campaña de medición en campo con la finalidad de determinar los desplazamientos y frecuencias de los modos de vibrar del Puente Miguel Hidalgo al ser excitado por la carga vehicular. En el caso de los desplazamientos, se utilizó la metodología de Posicionamiento Puntual Preciso (PPP)

contemplando mediciones en modo cinemático. Este posicionamiento se caracterizó por colocar un solo receptor GPS en cada uno de los claros analizados, adquiriendo información con una frecuencia de muestreo de 5 Hz. En total, se efectuó una sesión al centro de cada claro durante 1 hora cuando el puente tuvo su mayor carga vehicular en un día de operación (ver Figura 30), mientras que, los datos recabados se registraron en archivos de observación y navegación originarios del sistema GPS.

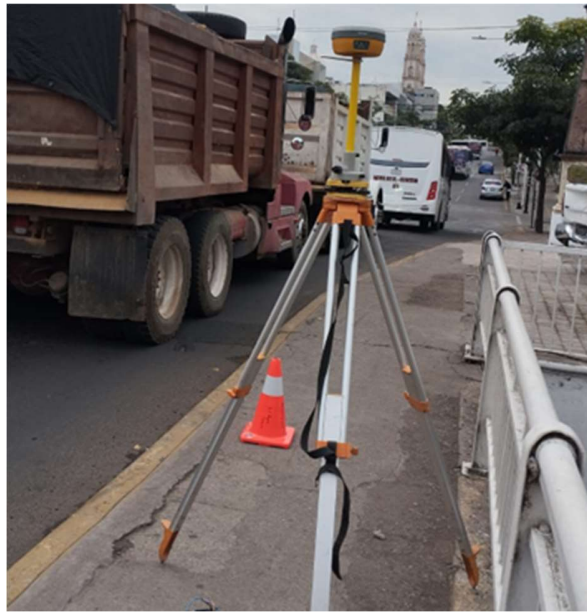


Figura 30.- Mediciones con receptores GPS.

Para el monitoreo con acelerómetros de bajo costo, se realizaron 8 sesiones de 3 minutos cada una, empleando una frecuencia de adquisición de 100 Hz. Las Figuras 31, 32 y 33 muestran la ubicación e instalación de los acelerómetros sobre el Puente Miguel Hidalgo. Adicional a la implementación de los acelerómetros de bajo costo, se utilizó un acelerómetro perteneciente a un teléfono inteligente, en conjunto con la aplicación *accelerometer meter*. Del mismo modo que con el acelerómetro de bajo costo, los datos recabados se almacenan en un archivo tipo txt.



Figura 31.- Ubicación de acelerómetros de bajo costo.



Figura 32.- Colocación de acelerómetro de bajo costo.



Figura 33.- Acelerómetro Móvil.

3.3.3 Procesamiento de datos

Posteriormente a la adquisición de datos en campo, se realizó el procesamiento de datos con el objetivo de determinar las condiciones reales de la estructura. Los datos de los acelerómetros funcionaron para identificar las frecuencias de los modos de vibrar de la estructura, mientras que en el caso del receptor GPS funcionó para obtener los desplazamientos verticales del tablero de la estructura.

Para el tratamiento que se les aplicó a los datos de aceleración, fue necesario convertir los valores adquiridos en campo al dominio de la frecuencia mediante la Transformada Rápida de Fourier (FFT, por sus siglas en inglés). Una vez procesados los datos se obtuvo el espectro y se identificaron los valores de frecuencia. Todo este procesamiento mencionado se realizó utilizando un algoritmo en el lenguaje de programación Python.

Por otra parte, los datos del receptor GPS se procesaron utilizando el software CSRS-PPP, el cual hace un procesamiento PPP en modo cinemático [35]. El software proporcionó los datos procesados en formato txt, donde se muestran valores como latitud, longitud, altura elipsoidal y tiempo. Con la información resultante se elaboró un algoritmo en Python para filtrar las señales y de ese modo poder obtener los desplazamientos dinámicos de la estructura.

3.3.4 Formulación del modelo de elemento finito

El Modelo de Elemento Finito (MEF) se desarrolló a partir de la información resultante del levantamiento topográfico, pruebas de esclerometría y ultrasonido con equipo pachómetro, en el software SAP2000, complementándolo con los datos obtenidos en las pruebas de esclerometría y ultrasonido de los elementos estructurales.

El modelo se forma de distintos elementos, entre los cuales se encuentran 1032 puntos o uniones (*Joints*), 447 barras/marcos (*Frames*), 873 losas (*Shell*), 40 brazos rígidos (*Rigid Links*), así como cargas de aceleración.

El mallado del MEF se realizó con el fin de simular el paso de los vehículos sobre los carriles del puente, procurando que el mallado genere un nodo en los puntos donde se colocan los acelerómetros, para lograr esto, se realizó un mallado meticuloso con una separación de 0.5 m. Se eligió esta separación del mallado por la capacidad del equipo y la velocidad del procesamiento. En la Figura 34 se muestra el modelo utilizado en este análisis.

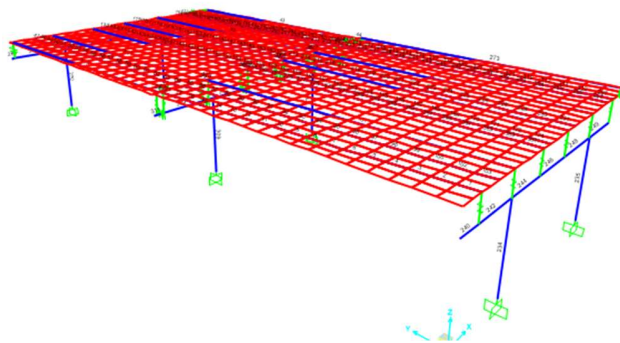


Figura 34.- Modelo de Elemento Finito.

3.3.5 Cálculo de elementos mecánicos resistentes (M_r y V_r)

Se calcularon los elementos mecánicos resistentes de los elementos estructurales que conforman al Puente Miguel Hidalgo, dicho cálculo consistió en evaluar los estados límites de falla de tales elementos. Las vigas se revisaron con base en las especificaciones de las Norma Técnica Complementaria para diseño y construcción de estructuras de acero de la Ciudad de México (NTC-Acero 2023) [43], mientras que en la losa, columna y cabezal se utilizó la Norma Técnica Complementaria para diseño y construcción de estructuras de Concreto de la Ciudad de México (NTC-Concreto 2022)

[43], para los elementos mencionados se revisaron sus capacidades por flexión y cortante. En la revisión por flexión se consideraron los estados límite de falla de fluencia.

- Estado límite fluencia

Cuando el patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , la resistencia nominal M_n , se calcula con la Ecuación 1:

$$M_n = Z_x * F_y = M \quad (1)$$

Donde:

M_n : momento resistente nominal

Z_x : módulo de sección plástico para flexión alrededor de los ejes X, con valor de pul^3

F_y : valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero en tensión

M_p : momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión

L : longitud libre de una columna entre secciones soportadas lateralmente

L_u : longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p

- Revisión por cortante

Basándose en lo estipulado en las Normas técnica complementaria para diseño y construcción de estructuras de acero de la Ciudad de México, se calculó el cortante resistente (V_r) de las vigas del Puente Miguel Hidalgo utilizando la Ecuación 2.

$$V_r = F_r * V_n \quad (2)$$

Donde:

F_r : factor de reducción con valor 0.9

V_n : resistencia nominal en cortante

Para calcular V_n se utilizó la Ecuación 3.

$$V_n = 0.6 * F_y * A_a * C_v \quad (3)$$

Donde:

F_y : valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero en tensión

A_a : área del alma o almas de una viga o trabe armada

C_v : coeficiente para el cortante del alma

Para determinar C_v en almas de vigas I , se debe cumplir la desigualdad mostrada en la Ecuación 4:

$$\frac{h}{T_a} \leq 2.24 \sqrt{E * F_y} ; C_v = 1 \quad (4)$$

Donde:

h : peralte del alma de una viga o trabe armada

T_a : grueso del alma de una viga o trabe armada

E : módulo de elasticidad del acero

Conociendo V_r , se procedió a calcular las ordenadas límites inelástico y elástico en el eje h/t con las Ecuaciones 5 y 6.

$$\text{Límite Inelástico: } 1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} = 1570 \sqrt{\frac{K_v}{F_y}} \quad (5)$$

$$\text{Límite Elástico: } 1.37 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} = 1960 \sqrt{\frac{K_v}{F_y}} \quad (6)$$

Donde:

K_v : coeficiente de pandeo en cortante de la placa del alma; y se determina con la Ecuación 7.

$Kv = 5.0$, en almas sin atiesadores transversales y con relación $h/ta < 260$

$$Kv = 5.0; \frac{h}{ta} < 260 \quad (7)$$

En el caso de la losa, no fue posible realizar pruebas de esclerometría para conocer la resistencia a compresión del concreto, ni ubicación de acero de refuerzo con pachómetro. Debido a esto, para la determinación de la resistencia a compresión del concreto, se consultó el manual “*The manual for bridge evaluation*” segunda edición año 2010 [44], en donde menciona que cuando la resistencia a la compresión del concreto se desconoce, y el concreto está en condiciones satisfactorias, el $F'c$ de concreto reforzado puede determinarse en función del año de construcción, de acuerdo con la Tabla 1.

Tabla 1.- Resistencia a la compresión del concreto por año de construcción

Año de construcción	Resistencia a la compresión, $f'c$, Mpa	Resistencia a la compresión, $f'c$, kg/cm ²
Antes de 1959	17.26	176
Después de 1959	20.69	211

Fuente: [44]

En la Tabla 1, se muestra la resistencia mínima a compresión del concreto de acuerdo con el año en que se construyó, ya que la construcción de la losa del puente fue después del año 1959, considerando una resistencia $F'c$ de 20.69 Mpa, o sea 211 kg/cm².

El Puente Miguel Hidalgo, al ser una estructura antigua que contiene materiales fabricados o utilizados en otra época, se consideró que el acero empleado fue de menor calidad o resistencia a los encontrados en el mercado actual. De acuerdo con la norma “*Standar specification for deformed billet-steel bars for concrete reinforcement*” [27] existen 5 clasificaciones mínimas de resistencia a la fluencia: (1) 28 Mpa, (2) 420 Mpa, (3) 520 Mpa, (4) 550 Mpa, (5) 690 Mpa, por lo que, para revisión de la losa del puente Hidalgo, se utilizó un acero de refuerzo de 28 Mpa (2812.27 kg/cm²). Complementando lo anterior, en el manual “*The manual for bridge evaluation*” sección 6.A.5.2.2 menciona que el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo se puede estimar por el año de la

construcción. La Tabla 2 presenta la relación entre el esfuerzo de fluencia del acero por año y tipo de acero.

Tabla 2.- Esfuerzo de fluencia del acero por año y tipo de acero

Tipo de acero de refuerzo	Límite elástico Mpa	Límite elástico kg/cm ²
Acero desconocido construido antes de 1954	227.52	2320.05
Grado estructural	248.21	2531.03
Grado intermedio, grado 40 y acero desconocido construido durante o después de 1954	275.79	2812.28
Grado riel o duro, grado 50	344.74	3515.37
Grado 60	413.69	4218.46

Fuente: [44]

Para un acero de grado intermedio, y con acero desconocido construido durante o después de 1954, se puede utilizar un esfuerzo de fluencia de 275.79 Mpa (2812.28 kg/cm²).

Por otro lado, para la determinación del acero de refuerzo en la losa del puente, por la configuración de este, no fue posible ubicar el acero de refuerzo con pachómetro, por lo que a partir de una fotografía (ver Figura 35) se determinó que el armado de la losa consta de varillas del # 4 (1/2"), con una separación de 0.20 m en lecho superior e inferior.



Figura 35.- Acero expuesto en losa de Puente Miguel Hidalgo.

Conociendo lo anterior, se procedió a determinar el momento resistente de la losa, así como el cortante resistente de acuerdo con la norma técnica complementaria para diseño y construcción de estructuras de concreto 2023. Primero se calculó el momento resistente de la losa con la Ecuación 8 y 9.

$$Mr = Fr * b * d^2 * f''c * q(1 - 0.5q) \quad (8)$$

O bien

$$MR = Fr * As * Fy * d(1 - 0.5q) \quad (9)$$

Para este caso de estudio, se empleó la fórmula que involucra el área acero de refuerzo, ya que es un valor conocido.

Donde:

Fr: factor de reducción con valor 0.9

As: área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión

Fy: esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo

d: peralte efectivo de la losa

b : base unitaria de losa

Para poder determinar MR es necesario conocer el coeficiente del índice de refuerzo q , el cual se determina con la Ecuación 10:

$$q = \rho_{\text{máx}} * \left(\frac{F_y}{f''_c} \right) \quad (10)$$

ρ máx. se calculó con las Ecuaciones 11 y 12.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * \rho_b \quad (11)$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 6000 * f''_c}{F_y * (F_y + 6000)} \quad (12)$$

Donde:

ρ_b : cantidad de acero balanceado

β_1 : profundidad del bloque equivalente de esfuerzos en concreto si $F'_c < 300 \text{ kg/cm}^2$

$\beta_1 = 0.85$

F'_c : magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión

Del mismo modo, con la Ecuación 13 se calculó el cortante resistente que toma el concreto.

$$V_{cR} = FR * 0.5 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (13)$$

3.3.6 Análisis de sensibilidad

Con la finalidad de identificar los parámetros estructurales más adecuados para realizar la calibración del Modelo de Elemento Finito en función de las frecuencias naturales identificadas con el monitoreo de acelerómetro de bajo costo y móvil, se realizó un análisis de sensibilidad en el cual se consideraron los parámetros en los cuales se tiene incertidumbre.

Para identificar los parámetros que provoquen una variación en la rigidez de la estructura, se seleccionó el primer parámetro (parámetro 1), se le aplicó un incremento del 1%

respecto a su valor inicial manteniendo el valor original de los otros parámetros. Después de realizar el análisis de sensibilidad, el parámetro (1) vuelve a su valor inicial y al siguiente parámetro (parámetro 2) se le aplica el incremento del 1%, mientras que el resto de los parámetros incluyendo el parámetro 1 mantienen su valor inicial. Este proceso se repite hasta el incrementar en 1% el valor inicial de todos los parámetros. Para estimar la sensibilidad de las frecuencias naturales se utilizó la Ecuación 14.

$$\psi_{i,j} = [u_i^0]^{-1} [S_{i,j}] [\bar{\alpha}_{i,j}] \quad (14)$$

Donde:

$[u_i^0]$: corresponde a la matriz de respuestas iniciales del modelo de elemento finito en la diagonal principal.

$[\bar{\alpha}_{i,j}]$: es una matriz con valores iniciales de los parámetros estructurales en la diagonal principal.

$[S_{i,j}]$: estima la sensibilidad con las unidades de la respuesta y del valor del parámetro.

Al realizar el análisis y graficar la sensibilidad normalizada, se puede obtener una imagen clara para decidir qué parámetro puede estimarse en función de las frecuencias experimentales.

3.3.7 Métodos de Optimización

Posterior al análisis de sensibilidad y determinar que parámetros entrarán en la calibración del MEF, se llevó a cabo un proceso de optimización, el cual lleva como objetivo determinar cuándo afectar o incrementar los parámetros involucrados en la calibración, a fin de empatar las frecuencias del MEF con las frecuencias experimentales [45].

3.3.7.1 Algoritmo Gauss-Newton

Establece que las respuestas experimentales d pueden representarse mediante un MEF con un conjunto de parámetros “reales” a^k_j de acuerdo con la Ecuación 15 [45].

$$d = u(a^k_j) \quad (15)$$

Por lo que, la diferencia entre las respuestas experimentales de $u(a^k j)$ y las respuestas del MEF con sus parámetros “iniciales” ($a^0 j$) puede expresarse a través de la siguiente serie de Taylor (Ecuación 16):

$$u(a^k j) = u(a^0 j) + \sum_j^M \frac{\partial u(a_j)}{\partial (a_j)} \Delta a_j + \frac{1}{2} \sum_j^M \frac{\partial^2 u(a_j)}{\partial (a_j)^2} \Delta a_j^2 + \dots \quad (16)$$

De la normalización de la matriz de sensibilidades y el reemplazo de $u(a^k j)$ por las mediciones experimentales d , se obtiene la expresión del método de Newton-Raphson (Ecuación 17):

$$d_i \approx u_i^0 + \sum_j^M \psi_j \frac{\Delta a_j}{\bar{\alpha}_j} = u_i^0 + \sum_j^M \psi_j \Delta \bar{P}_j \quad (17)$$

En consiguiente, si se utiliza la igualdad de $\Delta \bar{P}_j = \bar{P}_j - \bar{P}_j^0$ se puede reescribir la Ecuación 18 de la siguiente forma:

$$d_i \approx u_i^0 + \sum_j^M \psi_j \bar{P}_j - \sum_j^M \psi_j \bar{P}_j^0 \quad (18)$$

3.3.7.2 Regularización

Debido que en el proceso de la calibración del MEF se obtuvieron inconsistencias en los resultados, es decir que durante el proceso de calibración de las frecuencias del MEF y las frecuencias experimentales no se lograron empatar, fue necesario corregir el problema de mal condicionamiento con la adición de información de la solución, es decir, darles credibilidad o peso a los argumentos (Ecuación 19) [46].

$$E = X^2 + \lambda \tau^2 = W_i \left\{ d_i - u_i^0 - \sum_j^M \psi_j \bar{P}_j + \sum_j^M \psi_j \bar{P}_j^0 \right\}^2 + \lambda \{D_j \bar{P}_j\}^2 \quad (19)$$

De la Ecuación 19, el funcional X^2 establece el error entre el modelo analítico y los datos del acelerómetro de bajo costo, mientras que el término τ^2 define la suavidad de la

solución y a la vez, permite determinar un valor que refleja el conocimiento a priori del sistema.

Finalmente, al minimizar el funcional E , se puede reescribir la Ecuación 19 como Ecuación 20.

$$[[\psi]^T [W] [\psi] + \lambda [H]] \{ \bar{P}_j \} = [[\psi]^T [W]] \{ d - u^0 + \overline{\psi P_j^0} \} \quad (20)$$

Con la Ecuación 20 se realizó la calibración del MEF, donde λ es ≥ 0 y se determina en función del grado de suavización que produce en los resultados. Doyle [46] propone la Ecuación 21 para calcular el valor de λ :

$$\lambda = \frac{tr [\psi]^T [W] [\psi]}{tr [H]} \quad (21)$$

3.3.8 Prueba de carga

Para realizar el análisis de los efectos del camión en la estructura, se optó por utilizar un camión tipo T3-S3, porque es el vehículo más grande que puede circular por la estructura. Las características necesarias para nutrir el software es el peso y tamaño del camión. Estos datos se obtuvieron de la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017 [47].

El camión tipo T3-S3 se caracteriza por ser un tracto camión articulado con 6 ejes y 22 llantas, con longitud de 15.5 metros y un peso de 41 toneladas distribuido de la siguiente manera:



Figura 36.- Vehículo tipo T3-S3. Fuente: [48].

Con las características recabadas, se nutre el software SAP2000 definiendo un vehículo cargando las dimensiones y pesos.

Posteriormente, se definió un patrón de carga (*Load Pattern*), en donde se asignó la carga del camión en cada uno de los *Paths*, así como las distancias, tiempos iniciales, dirección y velocidad. Del mismo modo, con el camión cargado al software, se definió el caso de carga (*Load Case*) y se le asignaron condiciones iniciales con valor cero.

3.3.9 Cálculo de *Rating Factors*

Cuando el modelo se calibró, se procedió al cálculo de los factores de condición de carga (*Rating Factors*) para los momentos flexionante y fuerzas cortantes, siguiendo lo establecido en el manual de evaluación de puentes AASHTO. Para este cálculo se utilizaron los momentos y cortantes inducidos por la carga muerta (DC) y por el camión tipo T3-S3 (LL), así como los momentos y cortantes resistentes (C). De acuerdo con AASHTO, el Rating Factor se calcula de la siguiente manera:

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC)}{(\gamma_{LL})(LL)} \quad (22)$$

Donde:

RF = Factor de condición/carga

C = Capacidad

DC = Efecto de la carga muerta de los componentes estructurales y accesorios

γ_{DC} = Factor de carga para componentes estructurales

LL = Efecto de la carga viva

γ_{LL} = Factor de carga para evaluación de carga viva

Los factores de carga se seleccionaron considerando el reglamento de AASHTO (Ver Tabla 3)

Tabla 3.- Factores de carga de AASHTO

Tipo de Factor	Descripción	Valor del Factor
Factores de carga	γ_{DC} - Carga Muerta - Estructural	1.25
	γ_{LL} - Carga Viva - Nivel de inventario	1.75
	γ_{LL} - Carga Viva - Nivel de operación	1.35
	γ_W - Carga Viva de superficie de rodamiento y utilidades	1.50
	IM - Tomando factor de operación	20%
Factor de resistencia	Estructura de concreto reforzado en flexión/tensión (losa)	0.90
	Estructura de concreto presforzado en flexión/tensión (viga)	1.00
	Estructura de concreto reforzado en cortante	0.90
Factor de condición	Estructura de concreto reforzado nueva (losa)	0.85
	Estructura de concreto reforzado nueva (viga)	1.00
Factor del sistema	Viga estructural de concreto reforzado	1.00

Fuente: [49]

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Levantamiento topográfico

A partir del levantamiento topográfico desarrollado con ayuda de una estación total y mediciones manuales del Puente Miguel Hidalgo, se obtuvieron los planos y detalles de sus elementos estructurales. En este sentido, se definió la geometría a utilizar en el software, de igual forma con las mediciones realizadas se clasificaron las vigas pertenecientes al puente.

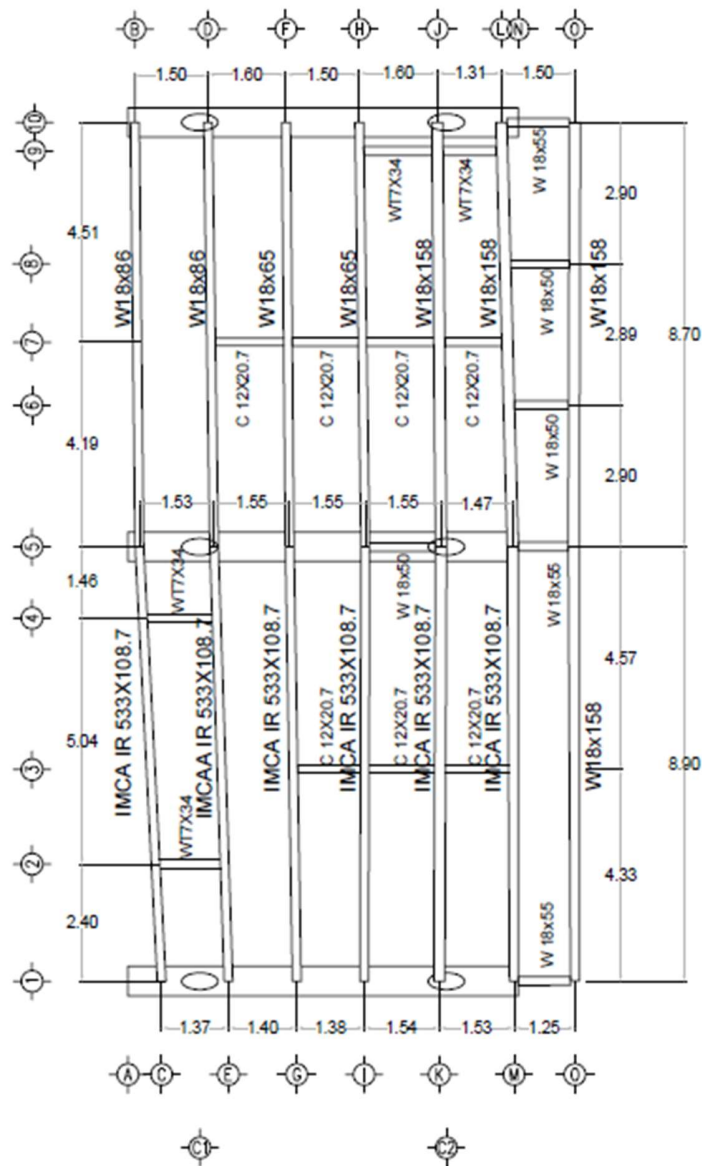


Figura 37.- Plano estructural de Puente Miguel Hidalgo (dimensiones en metros).

4.2 Prueba de esclerometría

A partir de la prueba de esclerometría, se interpretaron los resultados obtenidos, cabe aclarar que en la metodología se propuso realizar la prueba y obtener la resistencia a compresión del concreto de los elementos estructurales mediante la aplicación móvil llamada Schmidt, la cual registra el número de rebotes obtenidos por el esclerómetro vía bluetooth, los procesa y calcula la resistencia del concreto. Sin embargo, para este caso no fue posible utilizar la aplicación por problemas de conectividad con el esclerómetro, debido a esto se registraron los números de rebote de manera manual, posteriormente con ayuda de una gráfica proporcionada por el fabricante se interpretaron los datos.

En las Figuras 38, 39 y 40 se ilustran las lecturas registradas en las pruebas, la interpretación de estas y la resistencia a compresión del concreto ($F'c$).

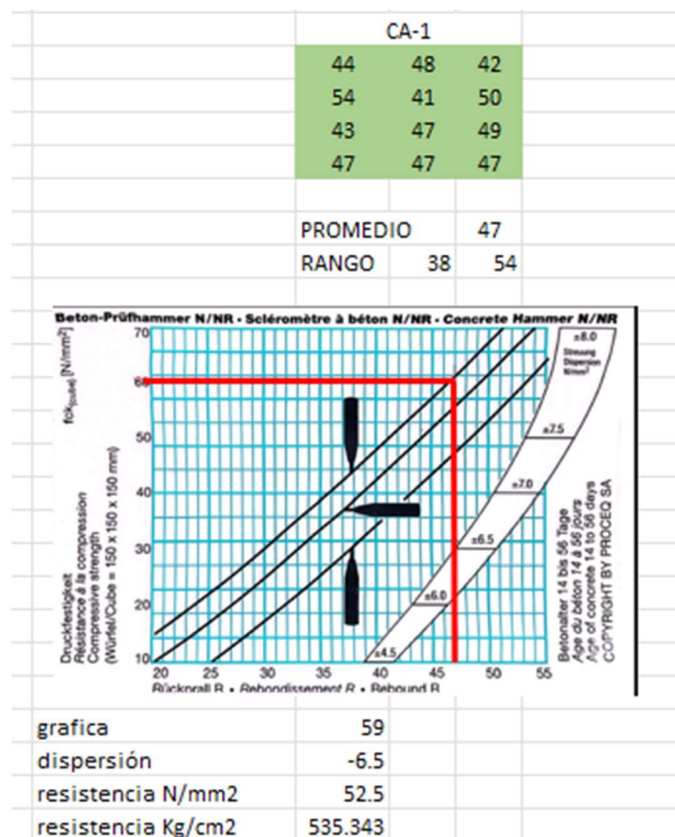


Figura 38.- Resultados de prueba de esclerometría en cabezal 1.

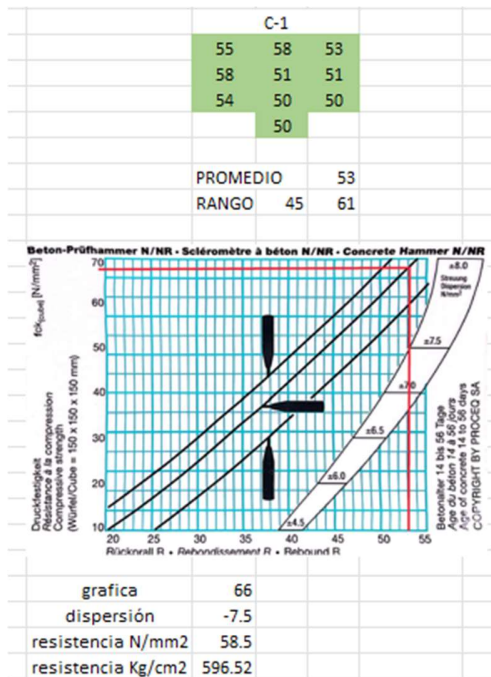


Figura 39.- Resultados de prueba de esclerometría en columna 1.

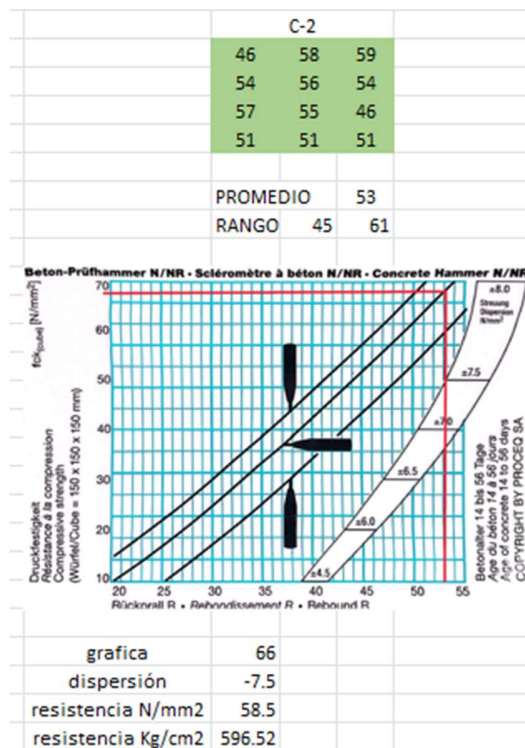


Figura 40.- Resultados de prueba de esclerometría en columna 2.

Recapitulando los resultados de la prueba de esclerometría, se obtiene la resistencia a compresión del concreto de los elementos muestreados, para el caso del cabezal 1 (ver Figura 38), se obtuvo una resistencia $F'c = 535 \text{ kg/cm}^2$ (52.5 N/mm^2), y para las columnas se obtuvo una resistencia de $F'c = 597 \text{ kg/cm}^2$ (58.5 N/mm^2) (Figura 39 y 40).

Para lograr llegar a dichos resultados, primero con los numero de golpes registrados se obtuvo el promedio de golpes, y se verificó que cada una de las lecturas no difiriera en 8 unidades del promedio para considerar la prueba válida, tal como lo indica la NMX-C-192-ONNCCE-2018. Después de verificar que los datos obtenidos son válidos, se utilizó la gráfica que proporcionó el proveedor para determinar la resistencia del concreto. Se introdujo el promedio de los golpes registrados a la gráfica y se trazó una línea vertical. Posteriormente, donde la línea vertical interceptó una línea relacionada a la posición del esclerómetro (vertical u horizontal), se trazó otra línea horizontal que interceptó la escala y se tomó el valor de la resistencia a compresión.

Finalmente, se realizó una corrección por dispersión, de la gráfica se tomaron los valores de dispersión, dependiendo del valor promedio de número de rebotes, para el caso del cabezal con promedio de 59 golpes, se tomó un valor de corrección ± 6.5 puntos. De la escala horizontal se obtuvo una resistencia de 59 N/mm^2 menos los 6.5 puntos de la dispersión, se tiene 52.5 N/mm^2 , haciendo la conversión resulta 535 kg/cm^2 . En la Tabla 4 se muestran las resistencias obtenidas.

Tabla 4.- Número de rebotes registrados por esclerómetro

Elemento	No. De Golpes	F'c (N/mm ²)	F'c (kg/cm ²)
CA-1	47	52.5	535
C-1	53	58.5	597
C-2	53	58.5	597

De acuerdo con Liniers [28], el desarrollar ensayos de esclerometría para la determinación de la resistencia del concreto puede conducir a errores de alta magnitud

si no se relacionan las mediciones con la resistencia de probetas testigo obtenidas de la misma estructura.

Para este caso en particular, no fue posible obtener probetas testigo o núcleos. En este sentido, por falta de recursos económicos y por la complejidad implicada en dicha actividad, se requería un permiso especial de la autoridad correspondiente. Por lo tanto, se dejó de lado la posibilidad de extraer un núcleo de concreto. Considerando lo anterior, se infiere que los resultados obtenidos cuentan con una incertidumbre relativamente alta. A pesar de esto, las pruebas resultaron ser de utilidad, ya que, con los resultados obtenidos, se infirió que el concreto presentó condiciones saludables, debido a la falta de variaciones entre las lecturas del rebote consideradas por la normativa.

Por lo tanto, para definir la resistencia a compresión del concreto, se consultó el manual "*The manual for bridge evaluation*" segunda edición año 2010, de donde se obtuvo una resistencia $f'c = 211 \text{ kg/cm}^2$ (20.69 N/mm^2). Con los datos obtenidos de la prueba de esclerometría y la resistencia a compresión recomendada por AASHTO, se decidió utilizar el promedio de ambos datos, obteniendo una resistencia a la compresión del concreto de 350 kg/cm^2 (34.32 N/mm^2).

4.3 Interpretación de datos de acelerómetro de bajo costo

Como ya se mencionó en el apartado de metodología, los datos recopilados en el monitoreo se procesaron a fin de obtener las frecuencias de los modos de vibrar de la estructura. En la Figura 41 y 42 se ilustran las gráficas en el dominio del tiempo y frecuencia, respectivamente.

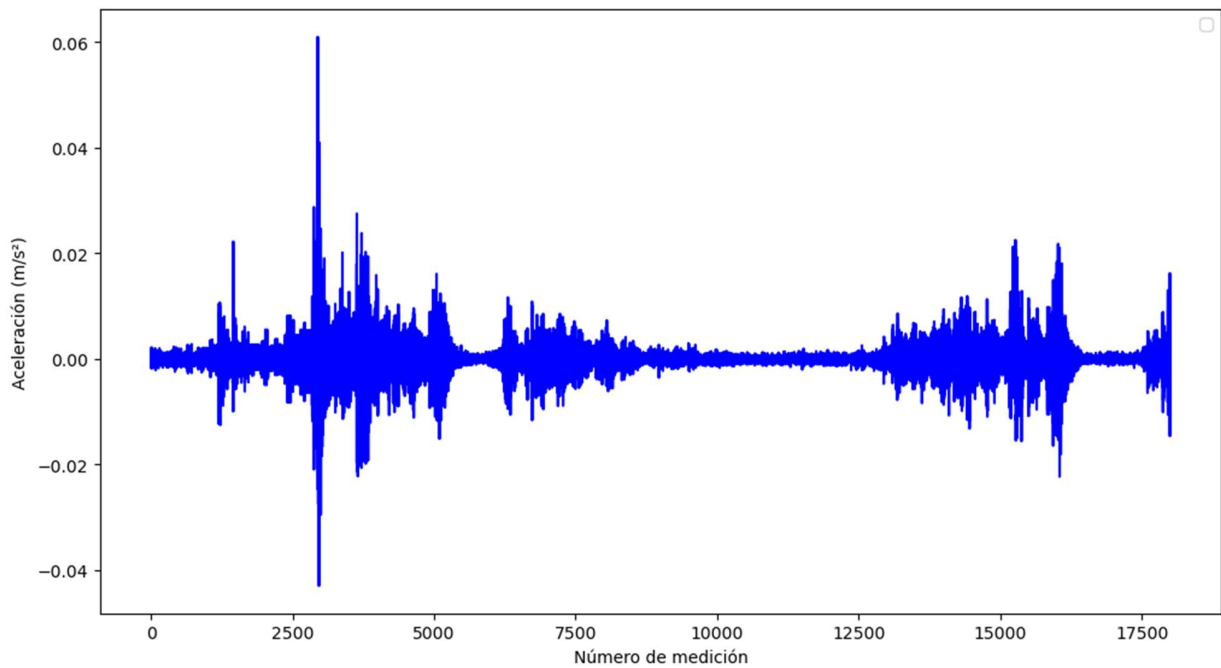


Figura 41.- Gráfica de aceleraciones en el dominio del tiempo.

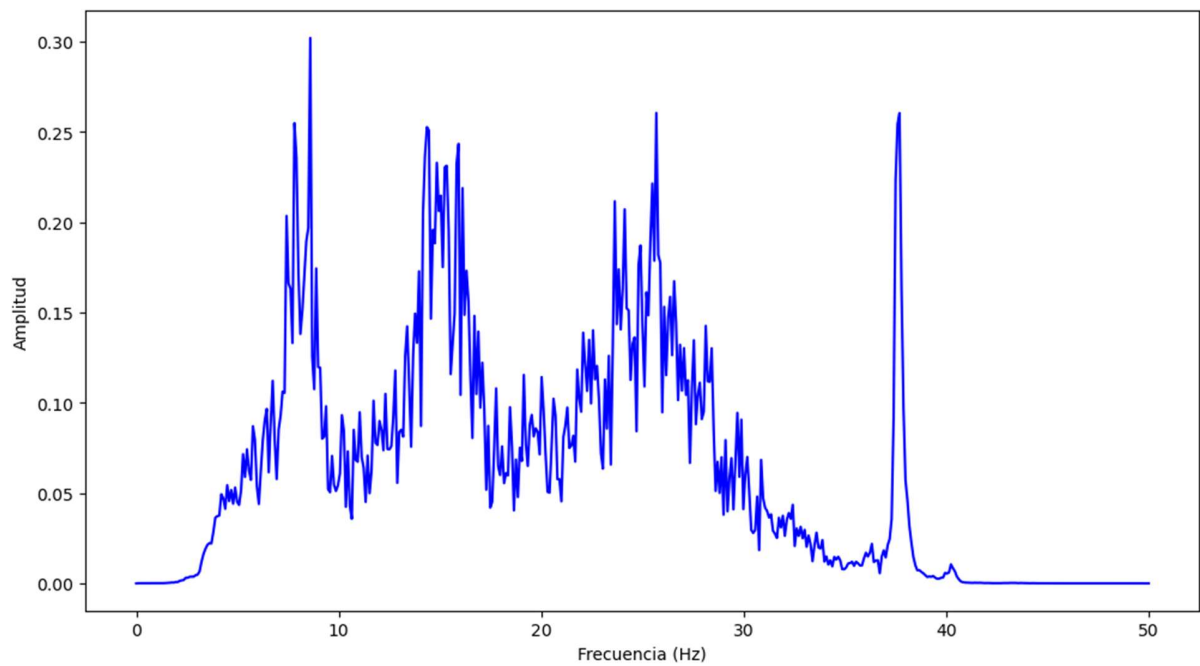


Figura 42.- Gráfica de aceleraciones en el dominio de la frecuencia.

En la Tabla 5 se presentan las frecuencias de los modos de vibrar obtenidos a través de los acelerómetros, se detectó la frecuencia de 6 modos de vibrar correspondientes al

tercer, cuarto, quinto, sexto, séptimo y octavo. Al comparar con respecto al MEF el promedio de las diferencias en porcentaje fue de 1.94 %, la máxima diferencia fue de 2.981%, mínima de 0.381 %. Posteriormente, se verificó que la diferencia porcentual fuera menor al 5 % [46].

Tabla 5.- Frecuencias obtenidas de los acelerómetros

Modo de Vibrar	Frecuencia de Acelerómetro (Hz)	Frecuencia MEF (Hz)	Diferencia (%)
2	8.713	8.907	2.184
5	10.347	10.239	0.381
8	13.564	13.918	2.543
9	15.395	15.868	2.981
11	23.387	23.803	1.752
12	24.780	25.235	1.803

4.4 Análisis de sensibilidad

Una vez seleccionadas las frecuencias de los modos de vibrar experimentales, se realizó el análisis de sensibilidad en la cual se evaluaron los parámetros involucrados en la rigidez de la estructura, en la Tabla 6 se muestran los parámetros estructurales empleados en el análisis de sensibilidad.

Tabla 6.- Parámetros estructurales utilizados en el análisis de sensibilidad

Parámetro	Descripción	Valor	Unidad	Valor (SI)	Unidad
E-1	módulo de elasticidad del concreto	286743.90	kg/cm ²	28119.971	Mpa
E-2	módulo de elasticidad del acero A36	2038901.9	kg/cm ²	199947.97 3	Mpa
I-1	momento de inercia de cabezal	1105037.6	cm ⁴	0.0111	m ⁴
I-2	momento de inercia de perfil W18x158	126596.48	cm ⁴	0.0013	m ⁴
I-3	momento de inercia de perfil IR 533	66598	cm ⁴	0.00067	m ⁴
I-4	momento de inercia de perfil W18X65	2280.95	cm ⁴	0.00002	m ⁴
I-5	momento de inercia de perfil W18X86	7284.05	cm ⁴	0.000073	m ⁴
J-1	constante de torsión Saint Venant W18X158	983.40	cm ⁴	0.000010	m ⁴
J-2	constante de torsión Saint Venant IR 533	126.00	cm ⁴	0.0000013	m ⁴
J-3	constante de torsión Saint Venant W18X65	113.63	cm ⁴	0.0000011	m ⁴
J-4	constante de torsión Saint Venant W18X86	170.65	cm ⁴	0.0000017	m ⁴
ym-1	peso específico del concreto	0.0024	kg/cm ³	23535.96	N/m ³
ym-2	peso específico del acero	0.007849	kg/cm ³	76972.40	N/m ³

Tras efectuar los cálculos matriciales en donde se relaciona la sensibilidad de los parámetros ante un aumento determinado y las frecuencias del modelo inicial, se

obtuvieron los parámetros que afectan más la rigidez de la estructura, por ende, al afectarlos, cambia las frecuencias de los modos de vibrar de la estructura.

A continuación, se muestra la sensibilidad de los parámetros que presentaron cambios en los distintos modos de vibrar.

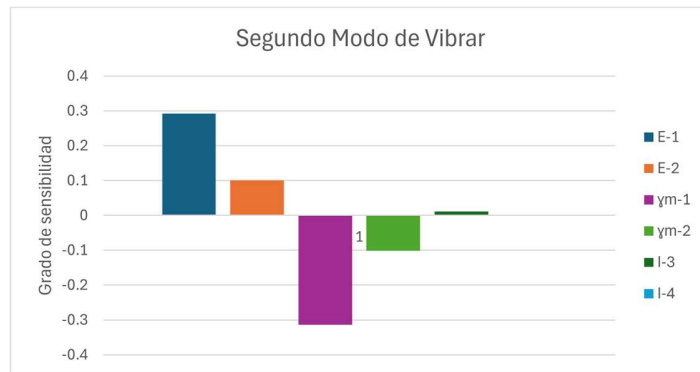


Figura 43.- Sensibilidad de parámetros en segundo modo de vibrar.

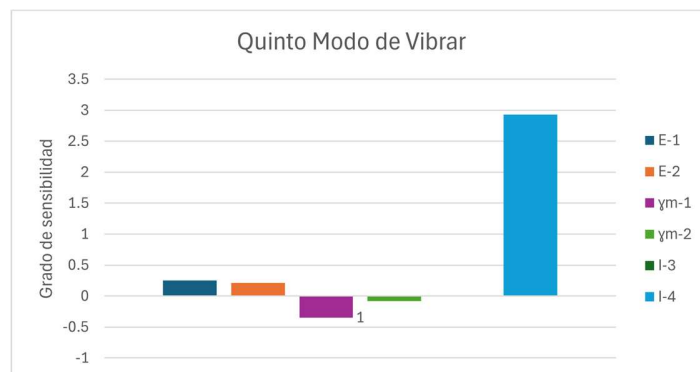


Figura 44.- Sensibilidad de parámetros en quinto modo de vibrar.

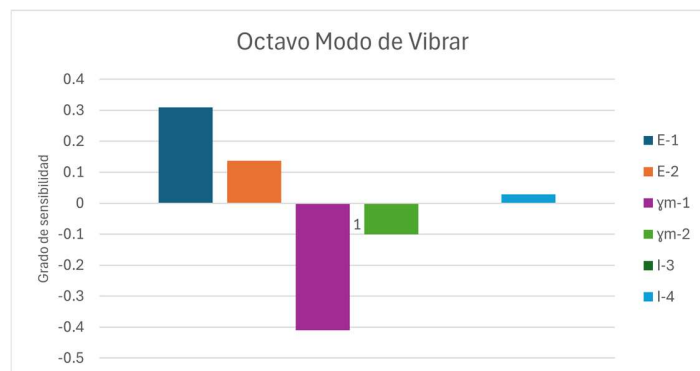


Figura 45.- Sensibilidad de parámetros en octavo modo de vibrar.

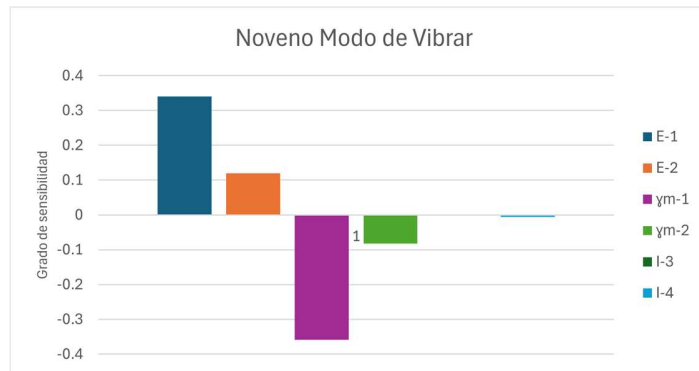


Figura 46.- Sensibilidad de parámetros en noveno modo de vibrar.

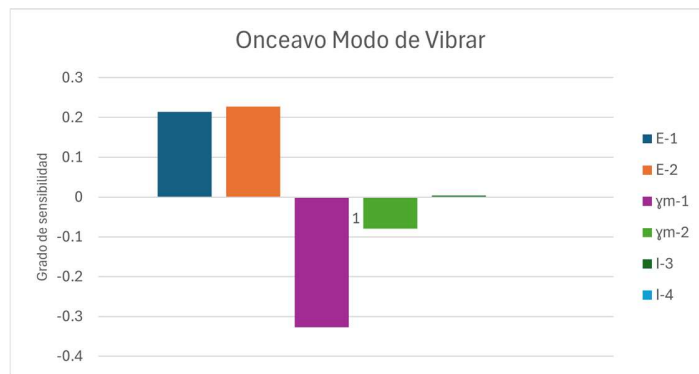


Figura 47.- Sensibilidad de parámetros en onceavo modo de vibrar.

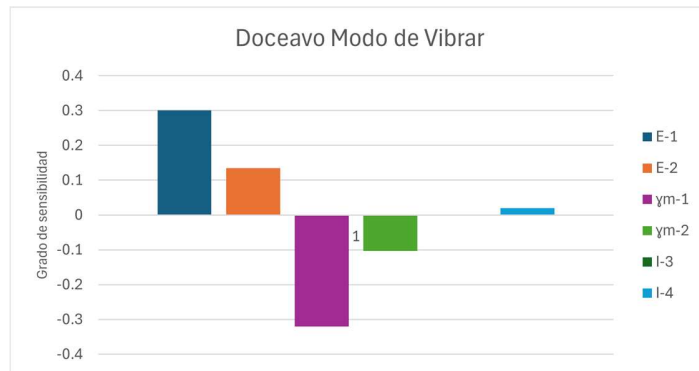


Figura 48.- Sensibilidad de parámetros en doceavo modo de vibrar.

De las gráficas mostradas se puede observar que los parámetros que son más sensibles en el MEF son:

$E - 1$ = Modulo de elasticidad del concreto

$E - 2$ = Modulo de elasticidad del acero A36

$\gamma_m - 1$ = Peso específico del concreto

$\gamma_m - 2$ = peso específico del acero

$I - 3$ = Momento de inercia de perfil IR 533

$I - 4$ = Momento de inercia de perfil W18X65

4.5 Calibración del Modelo de Elemento Finito

Identificados los parámetros con mayor sensibilidad, se procedió a realizar la calibración del MEF, la finalidad de la calibración es obtener el parámetro ΔP , el cual indica cuanto se debe incrementar o disminuir el valor inicial de dicho parámetro y durante cada iteración el factor ΔP va cambiando para hacer que las frecuencias del MEF sean más cercanas a las del acelerómetro. Por ejemplo, el valor inicial de E-1 se denomina (V_i), se multiplica por el factor ΔP , se obtiene el aumento o decremento y se suma al valor i , denominándose $V+\Delta P$, este valor es el que se introduce a las propiedades de los materiales en SAP2000, una vez modificados los parámetros se realiza un análisis modal y se obtienen las nuevas frecuencias. En la Tabla 7 se muestran los resultados de la calibración.

Tabla 7.- Resumen del proceso de calibración

Parámetro	Unidad	Valor Inicial (V_i)	Factor ΔP	Aumento o decremento al parámetro	Valor de parámetro modificado ($V+\Delta P$)
E-1	kg/cm ²	280529.756	0.01160837	3256.49396	283786.2501
E-2	kg/cm ²	2123879.74	0.01248553	26517.75475	2150397.491
I-3 IR 533	cm ⁴	66555.4077	6.56E-05	4.367972145	66559.77567
I-4 18X65	cm ⁴	45304.0838	0.00596849	270.3967683	45574.48059
γ_m-1	kg/cm ³	0.00260799	0.02040896	5.32E-05	0.002661221
γ_m-2	kg/cm ³	0.00729005	-0.0194342	-0.00014167	0.007148374

Este es un proceso iterativo, después de 3 iteraciones se calibró el modelo, en la Tabla 8 se muestran los valores de las frecuencias del acelerómetro, las frecuencias del MEF, así como las frecuencias obtenidas durante el proceso de calibración.

A la par se calcularon las sumatorias de errores al cuadrado, donde se observa que tras la tercera iteración el error cuadrático bajó de 0.358 Hz a 0.082 Hz, en términos de porcentajes en errores cuadráticos disminuyó de un 35.81 % a 8.24 %, en la literatura se documenta 10 % como un error aceptable [49].

En la Tabla 9, se presenta el porcentaje de variación de las frecuencias del MEF con respecto a las frecuencias del acelerómetro en las tres diferentes iteraciones, mientras que en la Tabla 10 se muestran los errores cuadráticos de las frecuencias en términos de Hz.

Tabla 8.- Frecuencias obtenidas en el proceso de calibración

Modo de vibrar	Frecuencias Acelerómetro (Hz)	Frecuencias MEF (Hz)	Frecuencias Iteración 1 (Hz)	Frecuencias Iteración 2 (Hz)	Frecuencias Iteración 3 (Hz)
1	-	5.262	5.121	5.111	5.107
2	8.7125	8.907	8.72	8.71	8.706
3	-	9.776	9.608	9.602	9.59
4	-	9.895	9.714	9.718	9.722
5	10.2	10.239	10.033	10.025	10.021
6	-	11.803	11.556	11.55	11.55
7	-	12.642	12.334	12.31	12.29
8	13.564	13.918	13.619	13.611	13.61
9	15.395	15.868	15.48	15.454	15.44
10	-	22.038	21.618	21.654	21.701
11	23.386	23.803	23.388	23.384	23.384
12	24.78	25.235	24.715	24.708	24.713

Tabla 9.- Variación de las frecuencias del modelo

Modo de vibrar	Frecuencias modelo	Frecuencia Iteración 1	Frecuencia Iteración 2	Frecuencia Iteración 3
	(% de variación)			
2	2.1837	0.0860	-0.0287	-0.0747
5	0.3809	-1.6645	-1.7456	-1.7862
8	2.5435	0.4038	0.3453	0.3380
9	2.9808	0.5491	0.3818	0.2915
11	1.7519	0.0086	-0.0086	-0.0086
12	1.8031	-0.2630	-0.2914	-0.2711
Promedio	1.9406	-0.1467	-0.2245	-0.2519

Tabla 10.- Error cuadrático de frecuencias en calibración del MEF

Modo de vibrar	Inicial	Iteración 1	Iteración 2	Iteración 3
	Diferencias	Diferencias	Diferencias	Diferencias
2	3.78%	0.01%	0.00%	0.00%
5	0.15%	2.79%	3.06%	3.20%
8	12.53%	0.30%	0.22%	0.21%
9	22.37%	0.72%	0.35%	0.20%
11	17.39%	0.00%	0.00%	0.00%
12	20.70%	0.42%	0.52%	0.45%
Sumatoria	35.81%	14.63%	8.32%	8.24%

4.6 Desplazamientos verticales

Con el MEF calibrado, se procedió a desarrollar el análisis del paso del camión de carga en la estructura, la simulación se consideró en los 2 carriles del puente de manera simultánea, del análisis se obtuvo la deformación de la estructura ilustrada en la Figura 49.

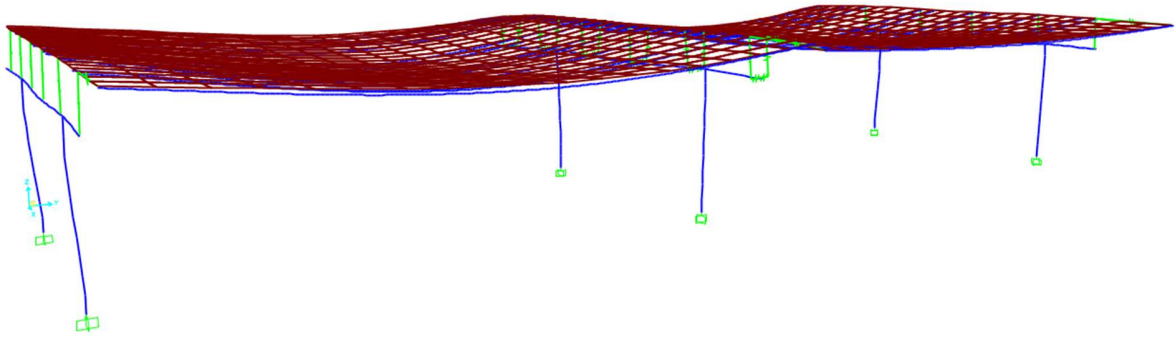


Figura 49.- Deformada bajo carga vehicular (camión T3-S3).

A partir de este análisis, se definieron los desplazamientos verticales en la estructura ocasionadas por la envolvente del paso del camión T3-S3. En la Figura 50, se muestra la gráfica de los desplazamientos máximos y mínimos por cada nodo, en total son 2064 datos de desplazamientos, registrando un desplazamiento máximo de -0.0032 m.

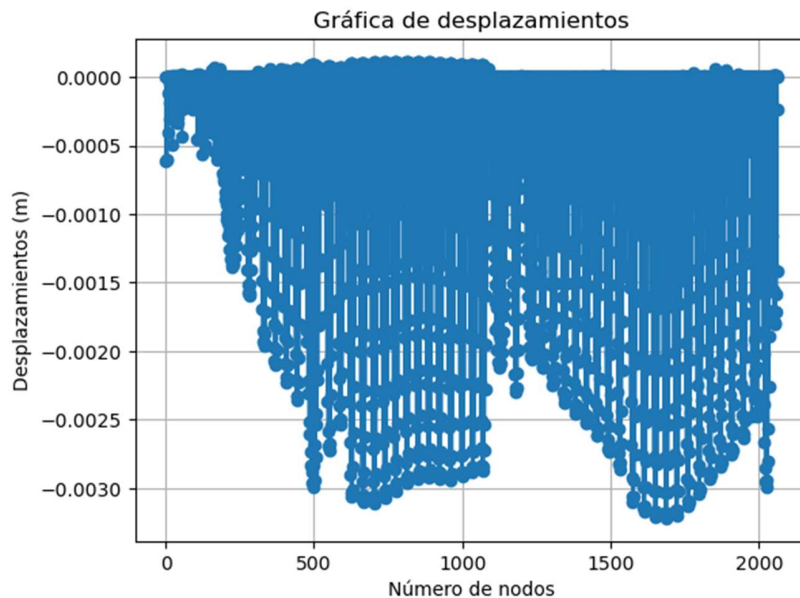


Figura 50.- Desplazamientos por carga viva (camión tipo T3-S3).

Por otro lado, los desplazamientos verticales medidos a través del receptor GPS se contabilizaron como 35,727 valores dentro del rango de ± 3 mm, representando un 99.7% del total de datos, mientras que el 0.3% de los datos restantes exceden el rango

establecido. En la Figura 51 se ilustran los desplazamientos dinámicos obtenidos en el procesamiento de datos.

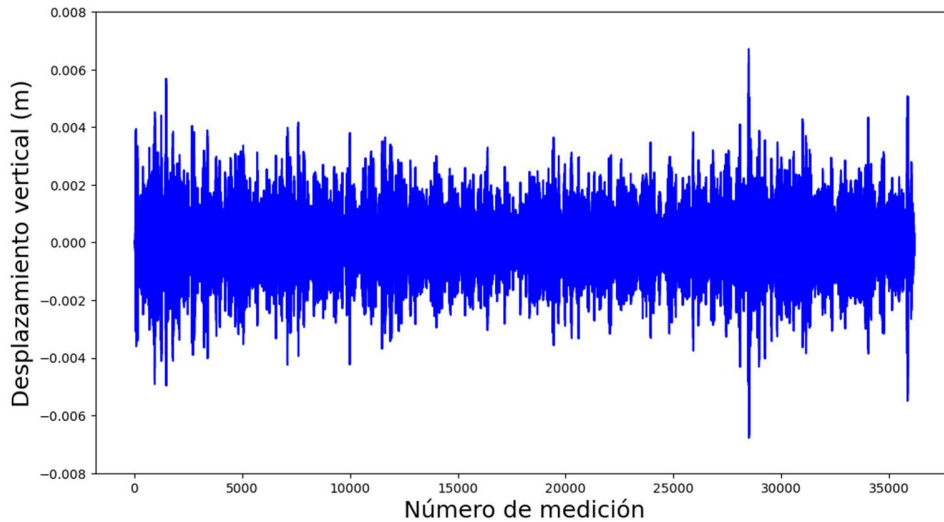


Figura 51.- Desplazamientos verticales obtenidos mediante el receptor GPS.

Utilizando la distribución normal se puede determinar que el 99.7% de los datos está cubierto por la media ± 3 veces la desviación estándar, lo cual representa ± 0.003 m. A pesar de que se registraron algunos desplazamientos mayores que -0.0036 m, siguen estando por debajo del límite de -0.0089 m establecido por AASHTO. La Figura 52 presenta el histograma generado por los desplazamientos medidos con el receptor GPS.

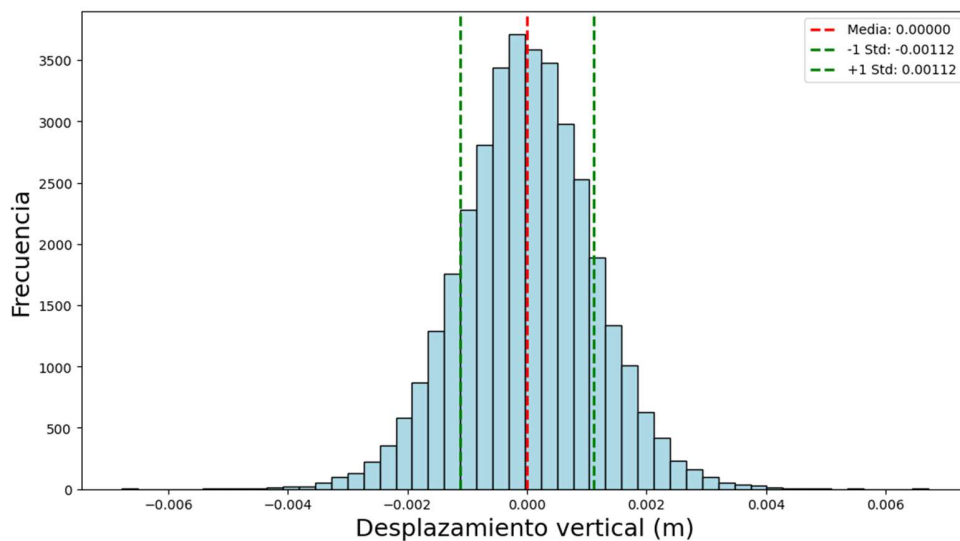


Figura 52.- Histograma de desplazamientos verticales.

4.7 Momentos y Cortantes resistentes y actuantes

Los momentos y cortantes resistentes de los elementos de concreto y acero, se calcularon con las fórmulas de las NTC (Normas Técnicas Complementarias) correspondientes descritas en el Capítulo de Metodología. En la Tabla 11 se muestran los valores obtenidos de momento y cortantes resistentes.

Tabla 11.- Momento y cortantes resistentes

Elemento	Momento Ton-m	Cortante Ton
W 18 X 158	147.79	408.63
Viga IR 533	71.41	189.88
Viga 18x65	55.21	168.57
Viga 18x86	77.22	223.29
Losa	5.02	16.83
Cabezal	28.80	42.94

Por otra parte, los elementos mecánicos producidos por carga muerta y viva se establecieron de los diagramas de momento (M) y cortante (V) proporcionados por el análisis en SAP2000. En la Figura 53 se pueden observar los momentos actuantes en las vigas y cabezal del MEF, por otro lado, en la Tabla 12 se resumen los elementos mecánicos producidos por carga muerta (DC) y carga viva (LL).

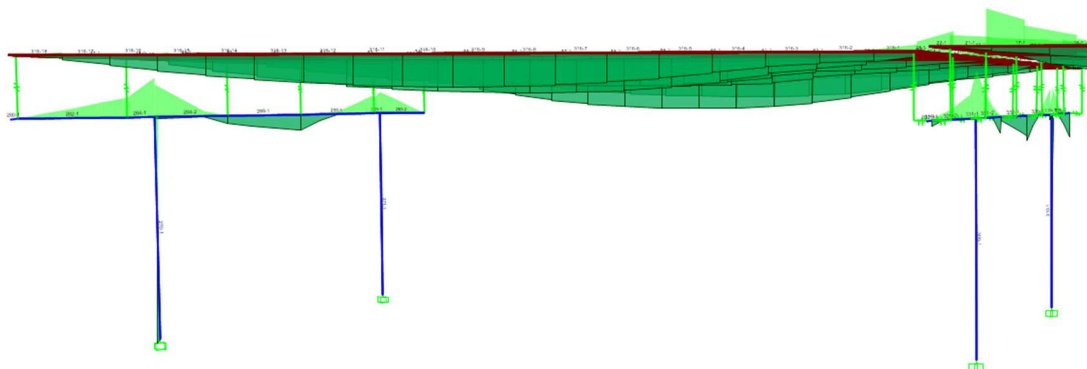


Figura 53.- Diagramas de momento en vigas.

Tabla 12.- Elementos mecánicos por carga muerta y carga vehicular

Elemento	M DC Ton-m	V DC Ton	M LL Ton-m	V LL Ton
W 18 X 158	78.50	66.39	80.65	47.79
Viga IR 533	64.47	66.99	55.68	52.29
Viga 18x65	31.60	33.82	40.58	44.95
Viga 18x86	45.66	59.01	52.33	48.33
Losa	4.95	17.00	4.95	14.44
Cabezal	10.65	26.80	8.72	6.12

4.8 Cálculo de *Rating Factors*

Obtenidos los momentos actuantes y resistentes de los elementos estructurales, se procedió a calcular los *Rating Factors* con la Ecuación 28. se observó que la mayoría de los elementos no cumple con las condiciones de seguridad, ya que el valor del *Rating Factor* es menor a 1. Esto significa que la demanda está sobrepasando la capacidad del elemento. Por otro lado, cuando el valor del *Rating Factor* es mayor que 1, representa que el elemento tiene más capacidad que la demanda requerida. En la Tabla 13 se puede observar el resumen del cálculo de los *Rating Factors* por elemento.

Tabla 13.- Valores obtenidos de los *Rating Factors*.

Elementos	Efecto	Unidades	Capacidad	DC	LL	RF
Losas	Momento flexionante	Ton-m	5.02	5.44	4.95	-0.21
Losas	Fuerza cortante	Ton	16.83	17.00	14.44	-0.17
Cabezal	Momento flexionante	Ton-m	28.80	10.65	8.72	1.01
Cabezal	Fuerza cortante	Ton	42.94	26.80	6.12	0.88
Viga IR 533	Momento flexionante	Ton-m/M	71.41	64.47	55.68	-0.09
Viga IR 533	Fuerza cortante	Ton	189.88	66.99	52.29	1.16
Viga 18x158	Momento flexionante	Ton-m/M	147.79	78.50	80.65	0.35
Viga 18x158	Fuerza cortante	Ton	408.63	66.39	47.79	3.89
Viga 18x65	Momento flexionante	Ton-m/M	55.21	31.60	40.58	0.22
Viga 18x65	Fuerza cortante	Ton	168.57	33.82	44.95	1.61
Viga 18x86	Momento flexionante	Ton-m/M	72.22	45.66	52.33	0.22
Viga W18x86	Fuerza cortante	Ton	223.29	59.01	48.33	1.77

4.9 Vibración del puente

La clasificación de las aceleraciones en función de la vibración percibida por los usuarios se llevó a cabo con los criterios de Wright and Walker [50]. De acuerdo con la Tabla 14, se observó que, en promedio al considerar las 8 sesiones de medición, más del 98.4 % de las aceleraciones fueron imperceptibles para los usuarios, el 1.1 % fue percibido por pocos usuarios, el 0.38 % lo percibió la mayoría, mientras que, solo el 0.06% resultó perceptible para todos los usuarios.

Tabla 14.- Clasificación de percepción de vibraciones

Clasificación	Límites permitidos		Porcentaje de datos que entran en cada clasificación						
	in/s ²	m/s ²	Sesión 1	Sesión 2	Sesión 3	Sesión 4	Sesión 5	Sesión 6	Sesión 7
Imperceptible	5	0.127	98.365	98.14	98.195	97.04	98.77	99.96	98.66
Perceptible para pocos usuarios	10	0.254	1.305	1.14	1.365	2.045	0.785	0.04	1.065
Perceptible para la mayoría de los usuarios	20	0.508	0.325	0.58	0.43	0.76	0.36	0	0.25
Perceptible para todos los usuarios	50	1.27	0.005	0.14	0.01	0.155	0.085	0	0.025

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

A partir de la investigación realizada en el monitoreo de la salud estructural del Puente Miguel Hidalgo, se obtuvieron las conclusiones y recomendaciones que se enlistan a continuación:

- Del análisis de los datos del acelerómetro se obtuvieron frecuencias experimentales, las cuales son similares a las del MEF, sin embargo, al ser una diferencia menor al 10% recomendado y que la variación de los parámetros del modelo ya calibrado es muy cercana su valor original, se concluyó que los cambios logrados durante este proceso fueron despreciables.
- Los parámetros más sensibles del modelo son el módulo de elasticidad del concreto y acero, el momento de inercia del perfil IR 533 y del perfil W 18 x 65, lo cual significa que estos son los que más se involucran en la rigidez de la estructura.
- El modelo se calibró tras 3 iteraciones, con un error cuadrático del 8.24 %, siendo aceptable al ser menor de 10% [49].
- Del MEF calibrado se obtuvo el desplazamiento máximo, el cual fue -0.0032 m, mismo que resulta ser menor al límite de AASHTO de 0.0089 m, por lo que se concluye que el comportamiento del puente bajo carga vehicular (T3-S3) cumple con lo establecido por el reglamento.
- Del monitoreo estructural a través del receptor GPS, se obtuvo que el 99.7% de los datos se encontraron dentro de ± 0.003 m, teniendo la máxima deflexión de -0.0036 m.
- Del análisis de los *Rating Factors*, la mayoría de los elementos tienen un valor (RF) menor que 1, esto significa que la demanda o la carga actuando en la estructura es mayor que la capacidad del elemento.
- En términos de vibraciones presentes en el puente, a partir de las aceleraciones registradas en el eje vertical se observó que más del 97% de las aceleraciones provocan vibraciones imperceptibles por los usuarios.
- Durante las inspecciones visuales realizadas al puente, se pudieron detectar diversos agrietamientos en algunos de los elementos estructurales. De la misma

forma, se tiene acero de refuerzo expuesto en una gran parte de la estructura. Por lo tanto, se recomienda un monitoreo permanente, por lo menos visual, de la estructura.

- Se concluye que la hipótesis planteada en la investigación no se cumple, debido a que los desplazamientos máximos de la estructura no son mayores a los desplazamientos máximos permitidos por el reglamento AASHTO, por lo que, en términos de servicio, el puente trabaja de forma correcta y no requiere rehabilitación.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar monitoreos estructurales anualmente para determinar cambios en las frecuencias de los modos de vibrar.
- Se debe estudiar a fondo los elementos que no cumplen con los *Rating Factors*.
- Realizar una evaluación visual bajo los lineamientos de SIPUMEX.
- Verificar las frecuencias de los modos de vibrar obtenidos mediante una prueba de carga controlada.
- Rehabilitar y reparar acero expuesto, así como agrietamientos en el concreto.
- Realizar pruebas en acero estructural, soldadura y neoprenos.

6. REFERENCIAS

- [1] F. J. López-Varelas, "Propuesta de evaluación y rehabilitación del puente Juárez localizado en Culiacán, Sinaloa, utilizando la reglamentación AASHTO," Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, 2020.
- [2] J. Manterola, "EVOLUCIÓN DE LOS PUENTES EN LA HISTORIA RECIENTE*," 1984. [Online]. Available: <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>
- [3] M. Silva-Suárez, P. Alvarez de Miranda, J. Cartaña i Pinén, A. Cámara-Muñoz, and Institución "Fernando el Católico.," *Técnica e ingeniería en España*. Real Academia de Ingeniería, 2004.
- [4] Y. Denchenko, "SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DE ARCO," 2011.
- [5] D. A. Aquino-Vasquez and R. M. Hernandez-Aldana, "Manual de construcción de puentes de concreto," 2004.
- [6] Secretaría de Comunicaciones y Transportes, "Manual para Inspección de Puentes," México , 2018.
- [7] D. Rivera-Vargas, G. A. Godho-Ramírez, R. Martín, and S. Flores, "DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN DESEMPEÑO," 2023.
- [8] A. R. Sánchez-Ibarra and J. M. Jara-Guerrero, "INFLUENCIA DEL PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO EN LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO DE LONGITUD MEDIA," *congreso nacional de ingeniería sísmica*, 2023.
- [9] J.M. Machorro, J. A. Quintana, J. Hernández, and H. Gasca, "Resumen boletines - Instituto Mexicano del Transporte," Identificación de daño en puentes vehiculares mediante el método de acumulación de energía wavelet. Accessed: Jun. 11, 2023. [Online]. Available: <https://imt.mx/resumen-boletines.html?IdArticulo=531&IdBoletin=190>
- [10] I. Medina-Roiz, *El mundo de Molina*, Primera coedición. Culiacan, Sinaloa, 2003.
- [11] G. Grattesat, "VIDA UTIL DE PUENTES," 1983. [Online]. Available: <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>
- [12] INEGI, "Vehículos de motor registrados en circulación.," 2023. Accessed: Aug. 06, 2024. [Online]. Available: https://www.inegi.org.mx/sistemas/olap/proyectos/bd/continuas/transporte/vehiculos.asp?s=est&c=13158&proy=vmrc_vehiculos

- [13] S. Bossio, "Rehabilitar para mejorar la calidad de vida Criterios y Ejemplos de rehabilitación del patrimonio arquitectónico y urbano. Por: Silvia Nélica Bossio," *Concepto Urbano G&B*, 1995.
- [14] T. Sanderson, K. Freeseaman, and Z. Liu, "Concrete bridge deck overlay assessment using ultrasonic tomography," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 16, Jun. 2022, doi: 10.1016/j.cscm.2022.e00878.
- [15] K. Sánchez-Sosa, "Monitoreo de salud estructural empleando análisis de componentes principales con Árboles de decisión y máquinas de soporte vectorial," México, Distrito Federal, Dec. 2015.
- [16] M. Quispe-Moran and I. R. Nuñez-Avellana, "Análisis de costos para implementar un sistema de monitoreo de la salud estructural del edificio multifamiliar Los Cerezos en Arequipa," Lima, Peru, Dec. 2023.
- [17] Unidad de puentes, "MONITOREO Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTES UTILIZANDO UN SISTEMA DE INSTRUMENTACIÓN INALÁMBRICO," San José, Costa Rica, Feb. 2013.
- [18] X. You-Lin and X. Young, "STRUCTURAL HEALTH MONITORING OF LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGES," 2012.
- [19] S. J. Quispe-Condo and J. A. Hanampa-Quispe, "Análisis de costo-beneficio para implementar un sistema de monitoreo de la salud estructural en el puente Maranura en la provincia de la convención-Cusco.," 2023.
- [20] Z. Deng, M. Huang, N. Wan, and J. Zhang, "The Current Development of Structural Health Monitoring for Bridges: A Review," Jun. 01, 2023, *MDPI*. doi: 10.3390/buildings13061360.
- [21] W. Flores-Fuentes, "Método para aumentar la resolución en un sistema de barrido óptico para monitoreo de integridad estructural," Mexicali, Baja California, Jun. 2014.
- [22] V. Abolhasannejad, X. Huang, and N. Namazi, "Developing an optical image-based method for bridge deformation measurement considering camera motion," *Sensors (Switzerland)*, vol. 18, no. 9, Sep. 2018, doi: 10.3390/s18092754.
- [23] American Society for Testing and Materials, "D5873 – 05 Standard Test Method for Determination of Rock Hardness by Rebound Hammer Method 1", doi: 10.1520/D5873-05.
- [24] A. Lozano, "MARTILLO SCHMIDT (ESCLERÓMETRO)," 2012.
- [25] NMX-C-192-ONNCE-2018, "Determinación del número de rebote utilizando el dispositivo conocido como esclerómetro," 2019. Accessed: Jun. 12, 2023. [Online]. Available: <https://onnccce.org.mx/es/>

- [26] A. Aydin, "ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version," 2009, *Elsevier BV*. doi: 10.1016/j.ijrmms.2008.01.020.
- [27] American Society for Testing and Materials, "A615 Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement 1," 2022, doi: 10.1520/A0615_A0615M-22.
- [28] A. D. Liniers, "DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS REALIZADOS CON ESCLEROMETRO Y ULTRASONIDOS," Mar. 1982. [Online]. Available: <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>
- [29] C. Andrade, J. L. Lozano, V. Seguí, E. Vicens, and E. Hernández, "IDENTIFICACIÓN DE PRESENCIA DE CEMENTO ALUMINOSO EN HORMIGONES MEDIANTE EL USO DEL PACHÓMETRO (IDENTIFICATION OF HIGH ALUMINA CEMENT IN CONCRETE BY THE USE OF THE PACHOMETER)," 1992. [Online]. Available: <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>
- [30] L. Basset-Salom, "Proceso de diagnóstico y técnicas de inspección en estructuras de hormigón," *Universidad politécnica de Valencia*, Jul. 2023.
- [31] J. A. Quintana-Rodríguez, "Análisis del Método de Búsqueda Global para la Detección de Daño y Monitoreo Estructural de Puentes," México, Distrito Federal, Nov. 2009.
- [32] Y. C. Liu-Kuan and P. Agüero-Bustamante, "Introducción al monitoreo de la condición estructural de puentes," *Programa de ingeniería estructural*, vol. 2, 2017.
- [33] G. E. Vazquez B., J. R. Gaxiola-Camacho, R. Bennett, G. M. Guzman-Acevedo, and I. E. Gaxiola-Camacho, "Structural evaluation of dynamic and semi-static displacements of the Juarez Bridge using GPS technology," *Measurement (Lond)*, vol. 110, pp. 146–153, Nov. 2017, doi: 10.1016/j.measurement.2017.06.026.
- [34] M. Gatti, "Structural health monitoring of an operational bridge: A case study," *Eng Struct*, vol. 195, pp. 200–209, Sep. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.05.102.
- [35] J. R. Vazquez-Ontiveros, G. E. Vazquez-Becerra, J. A. Quintana, F. J. Carrion, G. M. Guzman-Acevedo, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Implementation of PPP-GNSS measurement technology in the probabilistic SHM of bridge structures," *Measurement (Lond)*, vol. 173, Mar. 2021, doi: 10.1016/j.measurement.2020.108677.

- [36] G. M. Guzman-Acevedo, J. A. Quintana-Rodriguez, G. E. Vazquez-Becerra, L. A. Martinez-Trujano, F. J. Carrion-Viramontes, and J. Garcia-Armenta, "Tension force estimation of cable-stayed bridges based on computer vision without need of direct measurement of mechanical parameters of the cables." [Online]. Available: <https://ssrn.com/abstract=4267741>
- [37] D. Fiandaca *et al.*, "An Integrated Approach for Structural Health Monitoring and Damage Detection of Bridges: An Experimental Assessment," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 12, no. 24, Dec. 2022, doi: 10.3390/app122413018.
- [38] NMX-C-275-ONNCCE-2020, "DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE PULSO ULTRASÓNICO A TRAVÉS DEL CONCRETO-MÉTODO DE ENSAYO," 2020. Accessed: Aug. 06, 2024. [Online]. Available: <https://www.onncce.org.mx/>
- [39] Leica Geosystems, "Leica FlexLine TS06plus," 2013.
- [40] Sistemas topográficos, "GNSS V30 PLUS." Accessed: Jan. 06, 2024. [Online]. Available: <https://sistemastopograficos.com.mx/producto/hi-target-v30-plus/>
- [41] A. Lepadatu and C. Tiberius, "GPS for structural health monitoring - Case study on the Basarab overpass cable-stayed bridge," *Journal of Applied Geodesy*, vol. 8, no. 1, 2014, doi: 10.1515/jag-2013-0020.
- [42] A. A. Rafiq, W. N. Rohman, and S. D. Riyanto, "Development of a simple and low-cost smartphone gimbal with MPU-6050 sensor," *Journal of Robotics and Control (JRC)*, vol. 1, no. 4, pp. 136–140, Jul. 2020, doi: 10.18196/jrc.1428.
- [43] "NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES," 2023.
- [44] American Association of State Highway and Transportation Official, *Manual for Bridge Evaluation*. 2010.
- [45] M. Anaya *et al.*, "Calibración y ajuste de los parámetros estructurales del modelo matemático del puente Mezcala para evaluación estructural," 2018.
- [46] M. Anaya-Diaz, "Metodología para la calibración de modelos de elemento finito de puentes atirantados," May 2018.
- [47] NOM-012-SCT-2-2017, "Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal."
- [48] Ld Logistics, "Camión T3-S3." Accessed: Sep. 06, 2024. [Online]. Available: <https://udlogistics.com.mx/servicios/>

- [49] J. Quintana, M. Guzmán, H. Gasca, and A. Porres, "Evaluación de la integridad estructural del puente 'El Carrizo' durante su rehabilitación," Querétaro, Sep. 2023. Accessed: Dec. 10, 2024. [Online]. Available: <https://imt.mx/resumen-boletines.html?IdArticulo=591&IdBoletin=206>
- [50] H. X. Le and E. S. Hwang, "Investigation of deflection and vibration criteria for road bridges," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 21, no. 3, pp. 829–837, Mar. 2017, doi: 10.1007/s12205-016-0532-3.