

**UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN**  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**Evaluación estructural de un puente de acero mediante el  
empleo de teléfonos inteligentes como herramienta de  
monitoreo**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

**Autor:**

Bach. Jose Leonel Ramos Lopinta

**Asesor:**

Ing. Ferrer Canaza Rojas

Lima, Abril de 2025

## DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD DE TESIS

Yo **Ferrer Canaza Rojas**, docente de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que la presente investigación titulada: **“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE DE ACERO MEDIANTE EL EMPLEO DE TELÉFONOS INTELIGENTES COMO HERRAMIENTA DE MONITOREO”** del autor Jose Leonel Ramos Lopinta tiene un índice de similitud de 5% verificable en el informe del programa Turnitin, y fue realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponde ante cualquier falsedad u omisión de los documentos como de la información aportada, firmo la presente declaración en la ciudad de Lima, a los 11 días del mes de abril del año 2025.



Ferrer Canaza Rojas

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS



En Lima, Naña, Villa Unión, a 02 día(s) del mes de abril del año 2025 siendo las 16:00 horas, se reunieron los miembros del jurado en la Universidad Peruana Unión Campus Lima, bajo la dirección del (de la) presidente(a):

Mg. Juana Beatriz Aquise Pari Flores, el (la) secretario(a): Dr. Leopoldo Choque  
Garamendi y los demás miembros: Ing. David Diaz  
Rojas y el (la) asesor(a) Ing. Ferrer Canaza

con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulado:  
"Evaluación estructural de un puente de acero mediante el empleo de teléfonos inteligentes como herramienta de monitoreo."

del(los) bachiller/es: a) Jose Leonel Ramos Lopinta  
 b) .....  
 c) .....

conducente a la obtención del título profesional de: Ingeniero Civil  
(Denominación del Título Profesional)

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado. Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Bachiller (a): Jose Leonel Ramos Lopinta

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
<u>Aprobado</u>	<u>15</u>	<u>B-</u>	<u>Bueno</u>	<u>Muy bueno</u>

Bachiller (b): .....

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

Bachiller (c): .....

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

(\*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

\_\_\_\_\_  
 Presidente/a

\_\_\_\_\_  
 Asesor/a

\_\_\_\_\_  
 Bachiller (a)

\_\_\_\_\_  
 Secretario/a

\_\_\_\_\_  
 Miembro

\_\_\_\_\_  
 Miembro

\_\_\_\_\_  
 Bachiller (b)

\_\_\_\_\_  
 Bachiller (c)

Esta sustentación se realizó de manera virtual u online sincrónica según conforme al Reglamento General de Grados y Títulos.

## AGRADECIMIENTOS

El principal agradecimiento a Dios, por haberme guiado, darme fortaleza y sabiduría para poder culminar esta etapa profesional.

A la Universidad Peruana Unión por haberme brindado una formación integra, valores y conocimientos solidos que fueron de importancia para desarrollar este trabajo de investigación, gracias a todas las personas que fueron participes de manera directa o indirecta, por su apoyo incondicional que ayudaron en la culminación de este proceso.

Gracias a mis padres, Juanita Lopinta Aquise y Abelino Ramos Yauri por ser el apoyo constante en mi paso por la universidad, por sus consejos, valores inculcados de casa; agradezco a mi compañera de vida Marilu Makarena Cutipa Cutipa por su comprensión y estímulo constante y sobre todo por haberme dado el regalo mas bonito y el motivo más importante para que este proyecto este culminado mi hija Aithanna Mariafe Ramos Cutipa.

Este es un momento muy especial y espero que quede recuerdo para todas las personas que agradecí, que, con el apoyo de todos, las metas se pueden llegar a cumplir y estoy seguro que aún falta muchos objetivos y se lograra con el apoyo de todos.

## DEDICATORIA

Dedicamos esta investigación a Dios, a mis padres, a mi pareja e hija, por el soporte, comprensión y confianza hasta la culminación de esta etapa profesional.

# INDICE

DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS .....	2
ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS.....	3
AGRADECIMIENTOS .....	4
DEDICATORIA.....	5
ARTICULO	

# EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE DE ACERO MEDIANTE EL EMPLEO DE TELÉFONOS INTELIGENTES COMO HERRAMIENTA DE MONITOREO

## STRUCTURAL EVALUATION OF A STEEL BRIDGE USING SMART PHONES AS A MONITORING TOOL

Jose Ramos-Lopinta<sup>1</sup>, Ferrer Canaza-Rojas<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Peruana Unión, Lima, Perú

---

### RESUMEN

La evaluación de la salud estructural de un puente existente es un proceso complejo que involucra múltiples factores, como el tiempo de vida útil, el costo y la falta de una metodología definida en el Perú para la evaluación de puentes existentes. El puente Huancarqui tiene 4 tramos de 50 metros cada uno, sumando un total de 200 metros, con una antigüedad superior a los 40 años, el puente presenta deficiencias estructurales que limitan su carga máxima a 30 toneladas. El objetivo de la investigación fue evaluar la salud estructural del Puente Huancarqui, con la determinación de la capacidad de carga del puente, con el uso de teléfonos inteligentes como herramientas para monitoreo de vibraciones, aplicando metodologías permitidas en el manual de Puentes del Perú y LRFD, con el uso del software SAP 2000. Mediante una identificación modal (Peak Picking), se analizaron las propiedades dinámicas del puente a partir de las vibraciones ambientales, utilizando los datos recolectados por los teléfonos inteligentes en un estado de vibraciones ambientales. Se realizó el análisis de patologías y se calibró el modelo numérico identificado en el tramo más crítico, lo que permitió determinar la capacidad estructural del puente. Como resultado se identificaron los tramos 3 y 4 como los más críticos, ya que no cumplían con el criterio de deflexión máxima 6.25 cm y con el cálculo del factor de carga viva vehicular se determinó la capacidad resistente, lo que indica un estado crítico respecto a su estabilidad y capacidad de carga.

*Palabras Clave:* Puentes, monitoreo estructural, teléfonos inteligentes, aceleraciones, SAP2000.

### ABSTRACT

The structural health assessment of an existing bridge is a complex process involving multiple factors such as lifespan, cost, and the lack of a defined methodology in Peru for the assessment of existing bridges. The Huancarqui Bridge has 4 spans of 50 meters each, totaling 200 meters, with an age of over 40 years, the bridge has structural deficiencies that limit its maximum load to 30 tons. The objective of the research was to assess the structural health of the Huancarqui Bridge, determining the load capacity of the bridge, using smartphones as tools for vibration monitoring, applying methodologies allowed in the manual of Puentes del Perú and LRFD, using SAP 2000 software. Using modal identification (Peak Picking), the dynamic properties of the bridge were analyzed from ambient vibrations, using data collected by smartphones in a state of ambient vibrations. The pathology analysis was performed and the numerical model identified in the most critical section was calibrated, which allowed determining the structural capacity of the bridge. As a result, sections 3 and 4 were identified as the most critical, since they did not meet the maximum deflection criterion of 6.25 cm and the resistant capacity was determined by calculating the live load factor, which indicates a critical state with respect to its stability and load capacity.

*Keywords:* Bridges, structural monitoring, smartphones, accelerations, SAP2000.

---

---

<sup>1</sup> Corresponding author.:  
E-mail: leonelr.1997@gmail.com

## 1. INTRODUCCIÓN

Determinar el estado actual de una estructura como un puente existente suele ser más complejo en el aumento del periodo de vida de la estructura, la respuesta estructural del puente será dependiente de las propiedades del material en el estado actual, por ello, es de esperarse un comportamiento no lineal. Sin embargo, llegar a generar un modelo numérico que represente el estado actual de la estructura permitirá desarrollar trabajos de rehabilitación de puentes existentes.

En el Perú, según [1], el 30 % de puentes en carreteras tienen un periodo de vida mayor a 30 años y muchos de ellos deteriorados por desastres naturales. Por tal motivo, el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC), a través de su programa de Puentes desarrollo la construcción de 700 puentes hasta el 2021, dentro de la cuales se estipulan puentes en reconstrucción. Cabe recalcar, que la mayor parte de puentes en reconstrucción se debe a la falta de mantenimiento, estructuras en estado crítico con respecto a su estabilidad, capacidad, seguridad estructural asociados a la incertidumbre del comportamiento de la estructura.

[2], Menciona, la importancia de realizar una evaluación estructural a un puente mediante ciencias y técnicas disponibles para llevar a cabo la conservación de la estructura. Por ello, un diagnóstico a tiempo podría evitar en casos extremos el colapso de la estructura. Las metodologías de evaluación se conocen como técnicas de confiabilidad estructural [3], desarrollados mediante procesos de identificación estructural (Structural System Identification, SSI) en la determinación de grandezas físicas de manera experimental [4].

Por lo tanto, es necesario emplear metodologías más certeras, capaces de simular el comportamiento de la estructura con más precisión, y determinar la capacidad resistente del mismo. Metodologías como el monitoreo estructural que países como Estados Unidos, México, Costa Rica ya han venido implementado en la conservación de sus Puentes. Es posible utilizar sistemas tecnológicos de bajo costo [5] como teléfonos inteligentes [6] como herramienta de monitoreo.

## 2. ANTECEDENTES

En la incertidumbre de determinar el comportamiento de estructuras de puentes existentes, se han desarrollado investigaciones que permiten precisar la respuesta estructural mediante metodologías de monitoreo [7], [8] y [9]. La

importancia y necesidad de conservación está asociada a un mejor sistema de gestión de mantenimiento de puentes [2].

La revisión estructural tradicional actualmente no es del todo fiable, con un análisis de cargas de diseño, especificaciones técnicas y factores de seguridad no considera la alteración de la calidad de los materiales, deformación por temperatura y las diferencias de cargas que tiene que soportar en el tiempo de vida de la estructura [10]. Factores de naturaleza inciertas que cambiaría la respuesta de la estructura calculada tradicionalmente.

Una identificación de parámetros modales es un proceso de identificación dinámica, la cual desarrolla un Análisis Operacional Modal (OMA), detectando cambios en los periodos de vibración de la estructura de puentes existentes [11]. La implementación de métodos de análisis modal varía desde métodos en el dominio de la frecuencia Peak Picking (PP) y métodos avanzados en el dominio del tiempo, Identificación del subespacio estocástico (SSI) [12].

Según [13], el análisis requiere someter la estructura a excitaciones naturales o forzadas. Las excitaciones naturales se ejecutan en condiciones operacionales presentando ventajas por ser más rápidas y menos costosas. Permitiendo su aplicación en estudios de varios puentes en México [14].

La ejecución de instrumentación y monitoreo a tiempo real propone evaluar y garantizar la integridad estructural [15]. Mediante el análisis de respuestas dinámica obtenidas de los sensores, se realiza la calibración y ajustes de parámetros estructurales de un modelo numérico en elementos finito [16].

En los últimos años se ha desarrollado herramientas de monitoreo, dispositivos de control con alto costo en el mercado, esto solo ha permitido que solo pocos países puedan aplicarlo. Es por ello que [5], implemento un sistema de adquisición "Spinne.1", basado en una plataforma electrónica implementada con "Arduino" y acelerómetros tipo MEMS de bajo costo. [17], aplico equipos GPS, acelerómetros, y teléfonos inteligentes en el monitoreo estructural de puentes.

La confiabilidad de los teléfonos inteligentes como herramientas de bajo costo, fue evaluada en monitoreo sísmicos, cerrando una brecha en el uso de este tipo de herramientas, obteniendo una representación más precisa y rápida de los daños de un terremoto [18]. El análisis experimental muestra una gran satisfacción en las mediciones demostrando

la gran capacidad de los sensores de los teléfonos inteligentes [19].

### 3. METODOLOGÍA

El procedimiento a emplear en la investigación se basará en un proceso que se detalla a continuación:

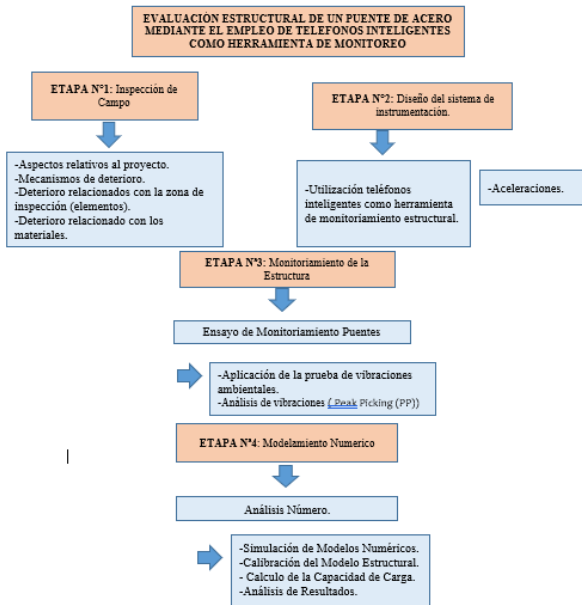


Fig. 1. Flujograma de Investigación.  
Fuente: Elaboración propia.

#### 3.1 Etapa N°1: Inspección de Campo.

Se siguió un procedimiento de adquisición de información hasta la toma de datos en campo, afín de conocer el estado del puente en un instante dado, según se establece en la guía de inspección de puentes [20]. Los trabajos en campo cumplieron con lo establecido en la guía como las herramientas mínimas para el desarrollo de la inspección.

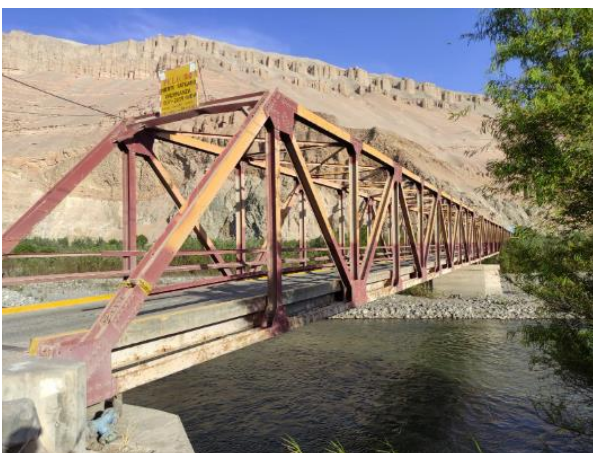


Fig. 2. Vista Panorámica del Puente.  
Fuente: Elaboración propia.

El puente Huancarqui, ver Fig. 1, es un puente de armadura de acero que entra en operatividad por

segunda vez antes de los años 80 en Huancarqui. Esto indica que el puente tiene más de 40 años en operatividad, el gobierno fue quien dispuso el traslado y montaje de un puente existente para ser instalado en el distrito. Hasta la fecha el puente ha estado en constante mantenimiento, sin embargo la capacidad de carga según Resolución 007-2019-MDH, indica que el puente se encuentra fatigado no permitiendo una carga que supera las 30 tn.

Entre los daños más identificados en la estructura se encontró corrosión de algunos elementos estructurales, falta de pernos en algunas conexiones, daños y cortes en el material, pandeo en sus elementos, fisura y daños en la losa de concreto y otros. Esto se puede observar en las fichas de inspección visual.

El puente está conformado por 4 tramos isostáticos, de 50 mts de luz independientemente, de igual geometría hace un total de 200 mts. En la parte inferior de la armadura se observa 11 vigas transversales de 4.30 mts, 50 vigas longitudinales de 5.00 mts y 20 diagonales que unen las vigas de extremo a extremo. La parte superior distribuida de la misma forma cuenta con 9 vigas transversales, 16 vigas longitudinales y 16 diagonales, ver Fig. 2.

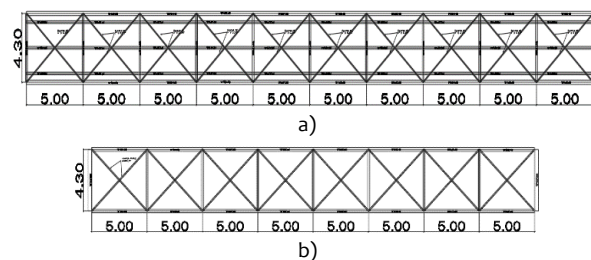
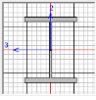
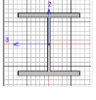

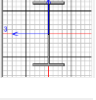
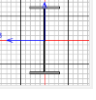
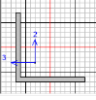
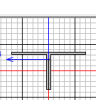

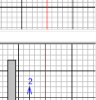
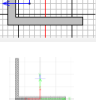


Fig. 3. a) Plano inferior del puente. b) Plano superior del puente.  
Fuente: Elaboración propia.

De las propiedades del material se tiene en conocimiento que corresponde a un acero A36 con límite de fluencia de 36000 lib/pul<sup>2</sup>, acero al carbono que era el más usado en su época y comercialmente para construcción de puentes, no se pudo realizar el ensayo de tracción del acero por disposición municipal y la dificultad de extraer una probeta, sin embargo, las especificaciones técnicas se encuentran en la norma ASTM 36.

La estructura está compuesta por 10 secciones, unidas con placas empernadas en todas las uniones, se consideró los elementos de la baranda ya que se encuentran sujetas mediante pernos a la estructura, todos los elementos descansan en sus extremos en 4 apoyos y estas a su vez en estribos de concreto.

Tabla I.  
Características geométricas de los elementos.

Elemento	Tipo de perfil	Dimensiones (mts)	Sección
Cordón longitudinal inferior y superior.	W10X45	0.2037 x 0.2565	
Diagonal de extremos.	W10X54	0.2548 x 0.2563	
Largueros longitudinales.	W14X34	0.1713 x 0.3551	
Vigas transversales superior de extremos.	W14X38	0.172 x 0.3581	
Vigas trasversales inferior.	W16X40	0.1777 x 0.4067	
Arriostramiento diagonal superior.	L4X4X1/4	0.1016 x 0.1016	
Vigas transversales superior y rigidizadores en los extremos.	2L4X4X1/4	0.2032 x 0.1016	
Arriostramiento diagonal inferior	PL3X0.375	0.076 x 0.01	
Perfil baranda h: 1.041 m	L2-1/2X2-1/2X1/4	0.0635 x 0.0635	
Perfil baranda h: 1.644 m	L4X4X1/4 COMPUESTO	0.20 x 0.10	

Fuente: Elaboración propia.

### 3.2 ETAPA N°02: Diseño del sistema de instrumentación

El sistema de Adquisición también conocido como Data Acquisition System, desarrollan el proceso de tratamiento de la información proveniente de los sensores. Señales analógicas pueden ser tratadas como analógicas o convertirse en señales digitales. La importancia de conversor A/D, cumple una función muy importante, porque, por medio de esta las señales emitidas van a ser interpretadas como resolución, frecuencia, y sistemas de adquisición instalados para monitorear.

La opción disponible para la visualización a emplear en la presente investigación propone el software SeismoSignal que procesará la información de señales de aceleración vs tiempo y en su enfoque de programación gráfica, ayudará a la visualización del comportamiento dinámico de la estructura monitoreada [21].

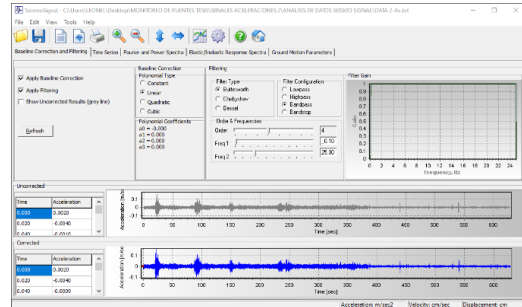


Fig. 4. Interface del programa SeismoSignal 4.3.0.  
Fuente: Elaboración propia.

Como herramienta de monitoreo se utilizó un celular de gama media para extraer el comportamiento dinámico del puente. Es un celular Xiaomi Poco X3 NFC de características de dimensiones 165.3 mm x 76.8 mm x 8.46 mm, peso de 215 g, procesador Qualcomm® Sanapdragon™ 732G, CPU Qualcomm® Kryo™ 470, tecnología de proceso de 8 nm, Procesador de ocho núcleos, hasta 2,3 GHz, GPU Adreno™ 618, Motor de IA Qualcomm® de cuarta generación, almacenamiento RAM de 6 GB, capacidad de almacenamiento de 64 GB, sistema operativo MIUI 12 para POCO, basado en Android 10 POCO Launcher 2.0 y acelerómetro bmi220 Non-wakeup, ver Fig. 4.

<b>Accelerometer</b>	
Available	✓
Name	bmi220 Accelerometer Non-wakeup
Vendor	BOSCH
Range	78 m/s <sup>2</sup>
Resolution	0.0024 m/s <sup>2</sup>
Rate	403.7 Hz
Average	9.749 m/s <sup>2</sup>
Standard deviation	0.016 m/s <sup>2</sup>

Fig. 5. Propiedades del acelerómetro. [22]

Para la recepción de las señales se utiliza el Accelerometer Analyzer Versión: 16.11.27, aplicación de acceso gratuito para sistemas Android [23].

Así mismo, para la nivelación del teléfono inteligente como herramienta de monitoreo en una superficie de apoyo se utilizó la aplicación Level Tool – Bubble Level, aplicación de acceso gratuito para sistemas Android [24].



Fig. 6. Interface de los aplicativos Accelerometer Analyzer y Level Tool – Bubble Level.  
Fuente: Elaboración propia.

### 3.3 ETAPA N°03: Monitoreo de la estructura

Se realizó la instalación del teléfono inteligentes en la parte media de los cuatro tramos del puente, sujetos a la estructura los teléfonos realizaron la adquisición de las vibraciones naturales del puente como se detalla en la fig. 6 y TABLA II.

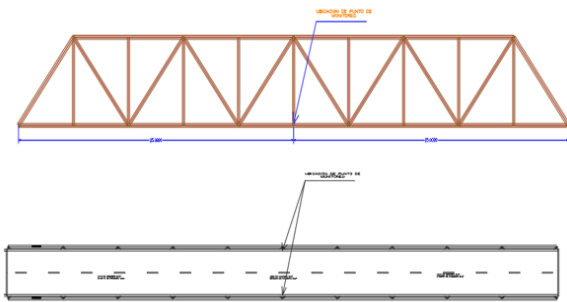


Fig. 7. Ubicación de puntos de monitoreo.  
Fuente: Elaboración propia.

Tabla II  
Diseño de puntos de monitoreo por tramo del puente Huancarqui.

Puente Huancarqui (200 mts)	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Luz	50m	50m	50m	50m
Muestras	2	2	2	2
Denominación	A y B	C y D	E y F	G y H
Ubicación	25m	25m	25m	25m
Ubicación (Acumulativo)	25m	75m	125m	175m

Fuente: Elaboración propia.

Las vibraciones fueron generadas de manera natural, las Pruebas de Vibraciones Ambientales (AVT), según [25], menciona que son mejores, no necesita de una excitación artificial, consiste en vibraciones provenientes del viento, tráfico y microsismos. Se determino la identificación de los modos de vibración de la estructura.

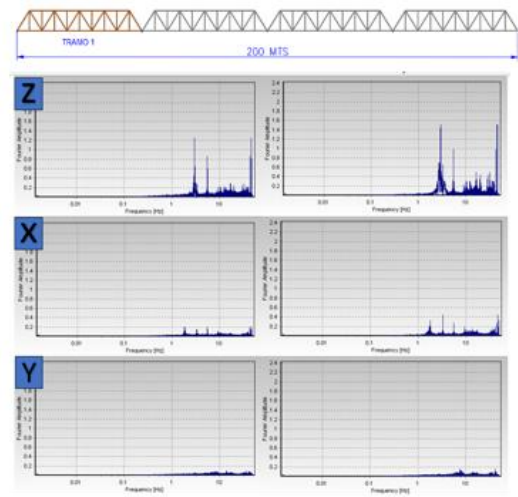


Fig. 8. Espectro de Fourier de aceleración medida en el tramo 1 en las direcciones z, x, y.  
Fuente: Elaboración propia.

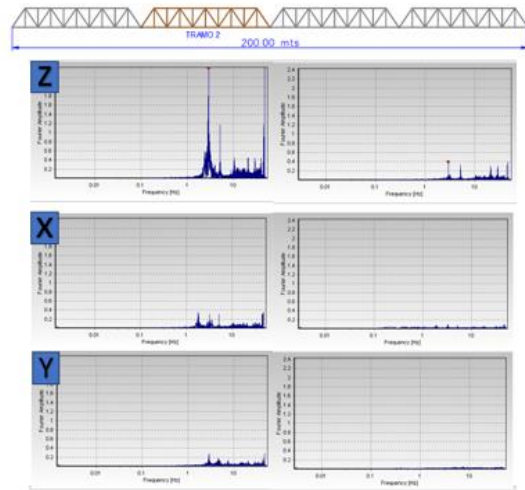


Fig. 9. Espectro de Fourier de aceleración medida en el tramo 2 en las direcciones z, x, y.  
Fuente: Elaboración propia.

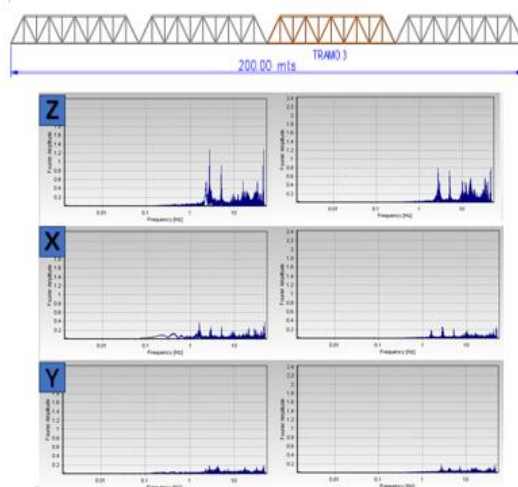


Fig. 10. Espectro de Fourier de aceleración medida en el tramo 3 en las direcciones z, x, y.  
Fuente: Elaboración propia.

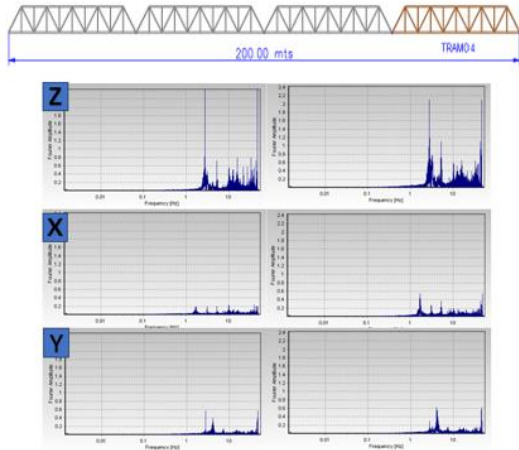


Fig. 11. Espectro de Fourier de aceleración medida en el tramo 4 en las direcciones z, x, y.  
Fuente: Elaboración propia.

Como método de identificación de modos de vibración se aplicó el método basado en el análisis del dominio de las frecuencias, Peak Picking (PP).

### 3.4 ETAPA N°04: Modelamiento Numérico

Se genero un modelo numérico de la estructura de un tramo del Puesto, a partir de un CAD creado en 2D para después pasarlo en 3D en el programa SAP 2000. Conociendo la geometría del puente, las secciones y los materiales se procedió a generar un boceto de la estructura en el programa.

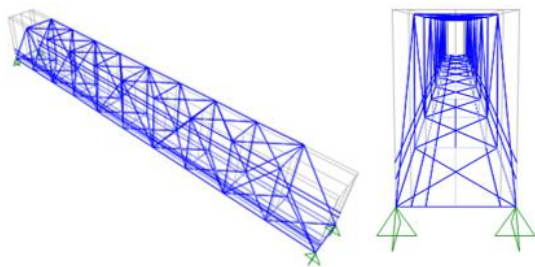


Fig. 12. Modelamiento de la estructura del puente en el programa sap2000.  
Fuente: Elaboración propia.

En referencia a la normativa actual que ofrece el Manual de Puesto de Perú, se aplicó las solicitaciones de cargas muertas, vehicular, viento, fuerza de frenado y sismo. Así mismo partiendo de una simulación adecuada, se creó apoyos fijos en cada extremo del puente.

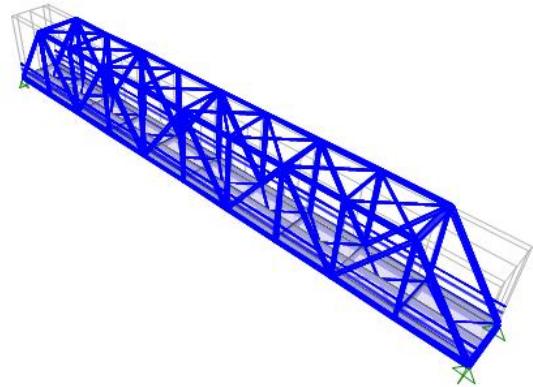


Fig. 13. Modelo numérico del puente Huancarqui.  
Fuente: Elaboración propia.

Se procederá a calibrar el modelo basado en los datos procesados del monitoreo de la estructura en software de Análisis Estructural. Con el objetivo de mejorar la similitud del puente modelado, calibrado con las frecuencias calculadas por medio del monitoreo con teléfonos inteligentes se buscará que represente a la estructura real, realizando modelaciones numéricas.

En base a el Manual de Puentes se verificará la deflexión máxima permisible del puente y se implementara la Metodología LRFD para evaluación de la capacidad carga viva vehicular.

$$FC = \frac{\text{Capacidad} - \text{Efecto de la carga muerta}}{\text{Efecto de la carga viva}} \quad (1)$$

El valor calculado mayor o igual a 1, corresponde que el elemento es satisfactorio, si es menor a 1, el elemento no posee la capacidad para soportar la carga viva vehicular [26].

El factor de capacidad asume las variables según la siguiente ecuación:

$$FC = \frac{\phi_s \phi_c \phi_R n - (Y_{DC} DC + Y_{DW} DW)}{Y_{LL} LL} \quad (2)$$

El puente deberá ser evaluado en la aplicación de una carga viva HL-93 en condiciones de Inventario y Operación [26].

#### 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

##### 4.1 Identificación de Patologías en el Puente

Las observaciones ayudaran a definir el estado del puente en la parte superficial, también a corroborar elementos en estado crítico con el estudio mediante monitoreo. Las cuales podemos ver en la TABLA III.

Tabla III  
Patologías encontradas en el puente Huancarqui.

N.º de Indicadores	Descripción
#1	Corrosión en la estructura del puente.
#2	Falta de pernos en las conexiones.
#3	Falla de uniones por pernos a corte.
#4	Daños y cortes de material.
#5	Pandeo de elementos estructurales.
#6	Fisura y daños en la losa de concreto.

Fuente: Elaboración propia.

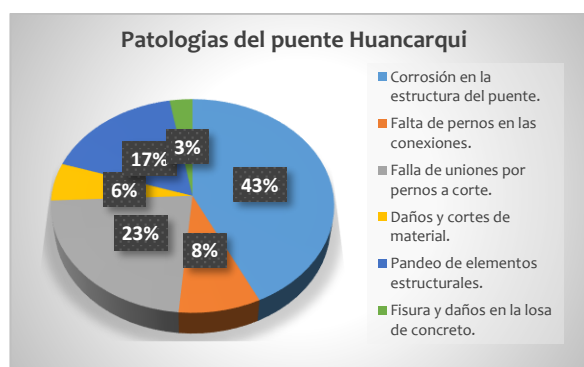


Fig. 14. Porcentaje de daños observadas.

Fuente: Elaboración propia.

##### 4.2 Modos de Vibración

En consideración de una metodología de modelamiento numérico sustentado en el Manual de Puentes del Perú, se obtuvo las frecuencias del puente simulado.

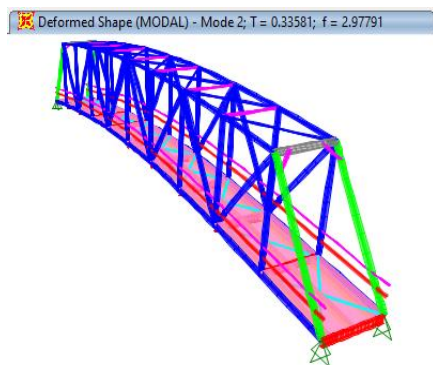


Fig. 15. Modo vertical simulado  $f = 2.97791$  Hz.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV  
Modos de vibración simulado del Puente Huancarqui.

MODOS	FRECUENCIA
1	2.582409752
2	2.977912453
3	5.322040215
4	5.436499236
5	5.696882136
6	7.779653709

Fuente: Elaboración propia.

En la figura se observa los 6 primeros modos de vibración de un puente con características de apoyos fijos y conexiones rígidas. Las frecuencias simuladas van a varias mediante el proceso de calibración del modelo numérico.

Mediante un análisis modal operacional del puente Huancarqui, se identificó los picos de frecuencias en las 3 direcciones para los 4 tramos del puente.

Tabla V  
Modos de vibración experimental TRAMO 1.

Frecuencia experimental	A			B		
	Z	X	Y	Z	X	Y
1.8115	1.839			1.784		
2.777			2.777			
2.9845			2.968			
5.581	5.591		5.571	5.571		
7.8025			7.941		7.664	
9.223	9.268		9.103	9.253		
10.3775			10.41			
12.629			12.65			
16.876			16.9			
20.2355			20.12	20.35		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla VI  
Modos de vibración experimental TRAMO 2.

A			B			Frecuencia experimental
Z	X	Y	Z	X	Y	
f	f	f	f	f	f	
	1.801			1.883		1.842
2.419						2.419
2.919	2.914	2.91	2.942			2.92125
5.167	5.167		5.157	5.161		5.163
					7.471	7.471
10.44						10.44
20.85			20.67			20.7615

Fuente: Elaboración propia.

En el tramo 1 y 2, la frecuencia experimental 2.9845 HZ y 2.92125 HZ, logra acercarse al segundo modo de vibración de la estructura modelada 2.97791 HZ.

Tabla VI  
Modos de vibración experimental TRAMO 3.

A			B			Frecuencia experimental
Z	X	Y	Z	X	Y	
f	f	f	f	f	f	
	1.559			1.553		1.556
2.315		2.286				2.3005
2.768		2.768	2.727	2.75	2.727	2.748
5.107	5.107		5.057	5.057		5.082
		7.262			7.246	7.254
	9.438			9.492		9.465
10.12	10.12		10.05	10.17		10.1155
12.47	12.74		12.2	12.85	13.7	12.7904
15.95			15.65	15.76	16.24	15.9015
19.63	19.11		19.2			19.3123333

Fuente: Elaboración propia.

En el tramo 3, del puente Huancarqui la frecuencia experimental en la dirección z disminuye a 2.748, ello indica que la estructura es menor a la frecuencia modelada. Mientras más distante menor sea determinada, la estructura carece de su resistencia inicial.

Tabla VII  
Modos de vibración experimental - TRAMO 4.

A			B			Frecuencia experimental
Z	X	Y	Z	X	Y	
f	f	f	f	f	f	
	1.714			1.703		1.7085
2.626			2.557			2.5915
2.769		2.769	2.798		2.798	2.7835
5.302	5.302		5.299	5.299		5.3005
			7.21			7.21
10.36	10.16		10.34	10.38		10.308
12.72	13.04		12.56	13.04		12.84025
16.15	16.17		16.25			16.1886667
				20.05		20.052

Fuente: Elaboración propia.

En el análisis de frecuencias de la data de aceleraciones en estudio, se puede identificar que en la dirección Z, se encuentra el mayor porcentaje de participación, en una frecuencia de 2.74 a 2.98 Hz. La variación de frecuencias experimentales en tramos refleja la distinta respuesta estructural aun teniendo la misma geometría.

Las aceleraciones obtenidas en el eje y, muestran frecuencias con amplitudes bajas, difíciles de identificar picos en un espectro de Fourier.

### 4.3 Ajuste dinámico

Los modos de vibración son característicos de cada tipo de estructura, el modelo calibrado busco ajustar cada modo de vibración simulada con la experimental.

Es de importancia cesar los primeros modos de vibración, debido a que son las primer formas modales que asumiría el puente.

Para minimizar las frecuencias, es importante conocer la tipología y material, sobre todo ya que está en función de la inercia y el módulo de elasticidad.

$$f_i(Hz) = \frac{\lambda_i^2}{2\pi L^2} \left(\frac{EI}{\rho}\right)^2 \quad (3)$$

El módulo de elasticidad del acero es 2,1 .10<sup>11</sup> Pa.

Se estableció un proceso de calibración que consiste en modificar el módulo de elasticidad, tipo de apoyo agregando resortes con rigidez, constante torsional, inercia, área. Se ajusto los 3 primeros modos de vibración para los 4 tramos del puente.

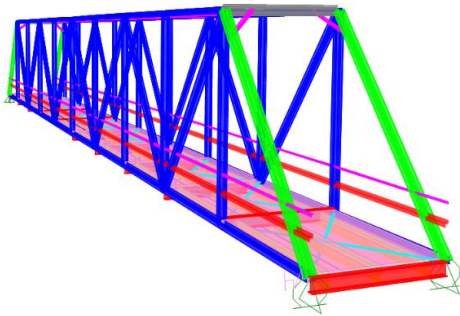


Fig. 16. Modelo calibrado.  
Fuente: Elaboración propia

Tabla VIII  
Primeros modos de vibración calibrados – TRAMO 1.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Dato experimental (Hz)	1.8115	2.777	2.9845	5.581
Dato simulación (Hz)	1.8129	2.7906	2.9842	5.4779
Error absoluto	-0.0014	-0.0136	0.0003	0.1031
Error relativo (%)	-0.0773	-0.4897	0.0101	1.8473

Fuente: Elaboración propia.

Tabla IX  
Primeros modos de vibración calibrados – TRAMO 2.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Dato experimental (Hz)	1.842	2.419	2.92125	5.163
Dato simulación (Hz)	1.8372	2.6858	2.9213	5.0917
Error absoluto	0.0048	-0.2668	0.0000	0.0713
Error relativo (%)	0.2606	-11.0294	-0.0017	1.3810

Fuente: Elaboración propia.

Tabla X  
Primeros modos de vibración calibrados – TRAMO 3.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Dato experimental (Hz)	1.5560	2.3005	2.7480	5.0820
Dato simulación (Hz)	1.5509	2.3060	2.7489	5.0038
Error absoluto	0.0051	-0.0055	-0.0009	0.0782
Error relativo (%)	0.3278	-0.2391	-0.0328	1.5388

Fuente: Elaboración propia

Tabla XI  
Primeros modos de vibración calibrados – TRAMO 4.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Dato experimental (Hz)	1.7085	2.5915	2.7835	5.3005
Dato simulación (Hz)	1.7085	2.6196	2.7836	5.2968
Error absoluto	0.0000	-0.0281	-0.0001	0.0037
Error relativo (%)	0.0000	-1.0843	-0.0036	0.0698

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4 Análisis estructural

##### Criterio de análisis por deflexión.

Para la evaluación por deflexión de puentes reticulados y otros tableros livianos metálicos, deberán satisfacer el estado límite de servicio, donde L es la longitud del puente [27].

$$\Delta_{max} = L/800 \quad (\text{SERVICIO I}) \quad (4)$$

Se desarrollo el cálculo de la deflexión a mitad de longitud del puente donde se genera la máxima deflexión.

$$\Delta_{max} = \frac{5000}{800} = 6.25 \text{ cm}$$

- $\Delta_1 = 5.5054 \text{ cm}$
- $\Delta_2 = 5.7461 \text{ cm}$
- $\Delta_3 = 6.4939 \text{ cm}$
- $\Delta_4 = 6.3292 \text{ cm}$

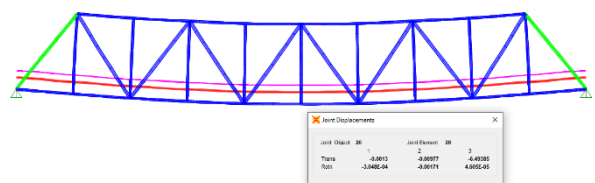


Fig. 17. Criterio de deflexión máxima en el puente.  
Fuente: Elaboración propia

El tramo 3, 4, no cumple el criterio de deflexión permisible.

##### Revisión de la Capacidad de Carga Viva Vehicular

En consideración de la metodología LRFD, se evaluó mediante el factor de capacidad, los elementos ya antes observados en un análisis de (demanda/capacidad) en el software Sap 2000, en la combinación de RESISTENCIA I.

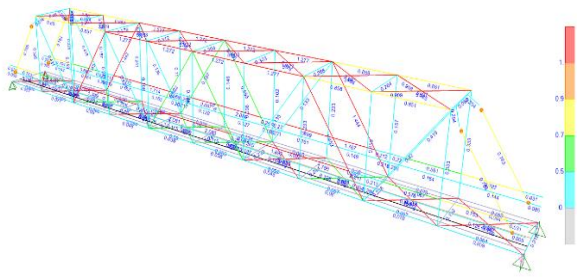


Fig. 18. Evaluación de Demanda / Capacidad.  
Fuente: Elaboración propia.

Se determino los factores de capacidad para los elementos más críticos evaluando a axial, corte y flexión de cada elemento en los estados de inventario y operación.

Tabla XII  
Factores de Capacidad en el estado de RESISTENCIA I.

FACTOR DE CAPACIDAD / RESISTENCIA I						
ELEM	P (Tonf)		V (Tonf)		M (Tonf-m)	
	INV	OPE	INV	OPE	INV	OPE
<b>CORDON SUPERIOR</b>						
175	0.8677	0.8433	0.7250	0.6591	0.5767	0.5354
176	0.8676	0.8432	0.7075	0.6352	0.5630	0.5166
177	0.8676	0.8432	0.7105	0.6399	0.5621	0.5130
178	0.8676	0.8432	0.6263	0.6484	0.5763	0.5329
183	0.8676	0.8432	0.7254	0.6597	0.5767	0.5353
184	0.8676	0.8432	0.7058	0.6352	0.5630	0.5166
185	0.8676	0.8432	0.7088	0.6378	0.5620	0.5129
186	0.8676	0.8432	0.6046	0.6509	0.5764	0.5329
<b>DIAGONALES</b>						
260	0.8807	0.8602	0.8834	0.8636	0.8153	0.7754
316	0.8799	0.8591	0.8836	0.8640	0.8174	0.7781
77	0.8803	0.8596	0.8834	0.8637	0.8173	0.7780
92	0.8804	0.8597	0.8833	0.8634	0.8153	0.7754
<b>ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR</b>						
315	0.8684	0.8442	0.5095	0.3789	0.4257	0.3799
319	0.8700	0.8463	0.5055	0.3738	0.4838	0.4231
322	0.8682	0.8440	0.5423	0.4163	0.6824	0.6359
324	0.8686	0.8445	0.4757	0.3288	0.5462	0.4966
327	0.8686	0.8445	0.4640	0.2887	0.4813	0.4329
329	0.8679	0.8436	0.6881	0.5987	0.5727	0.5386
331	0.9027	0.8887	0.7855	0.7399	0.7063	0.6540
333	0.8772	0.8555	0.7970	0.7536	0.7301	0.6839
334	0.8772	0.8555	0.8016	0.7567	0.7317	0.6861
337	0.9028	0.8887	0.7865	0.7380	0.7075	0.6555
339	0.8680	0.8437	0.6824	0.5914	0.5734	0.5401

341	0.8686	0.8445	0.4506	0.3248	0.4812	0.4328
343	0.8686	0.8445	0.5097	0.3729	0.5447	0.4952
345	0.8682	0.8440	0.5434	0.4177	0.6843	0.6386
347	0.8700	0.8463	0.4812	0.3423	0.4840	0.4226
349	0.8684	0.8442	0.4998	0.3773	0.4295	0.3840
<b>ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR</b>						
350	0.8865	0.8678	0.9593	0.9619	0.1605	-0.0382
352	0.8716	0.8488	0.8825	0.8977	0.1910	-0.0222
356	0.9482	0.9477	0.9009	0.8535	0.1214	-0.0985
362	0.9427	0.9408	0.8984	0.9197	0.2161	0.0191
366	0.8675	0.8429	0.9174	0.8671	0.1170	-0.0946
368	0.8846	0.8650	0.9182	0.9120	0.0928	-0.1419
370	0.8865	0.8678	0.9587	0.9613	0.1605	-0.0499
372	0.8711	0.8481	0.8867	0.9027	0.1910	-0.0222
376	0.9479	0.9472	0.8979	0.8500	0.1214	-0.0985
382	0.9427	0.9408	0.8954	0.9162	0.2162	0.0192
386	0.8669	0.8429	0.9214	0.8717	0.1170	-0.0946
388	0.8846	0.8650	0.9205	0.9148	0.0928	-0.1419

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XIII  
Factores de Capacidad en el estado de SERVICIO II.

FACTOR DE CAPACIDAD / SERVICIO II						
ELEMENTO	P (Ton)		V (Ton)		M (Ton-m)	
	INV	OPE	INV	OPE	INV	OPE
<b>CORDON SUPERIOR</b>						
175	0.8895	0.8714	0.7282	0.6612	0.5882	0.5498
176	0.8895	0.8713	0.7061	0.6333	0.5708	0.5323
177	0.8895	0.8713	0.7099	0.6376	0.5704	0.5252
178	0.8895	0.8713	0.7202	0.6510	0.5871	0.5464
183	0.8895	0.8714	0.7284	0.6613	0.5882	0.5497
184	0.8895	0.8713	0.7061	0.6333	0.5708	0.5323
185	0.8895	0.8713	0.7099	0.6376	0.5703	0.5251
186	0.8895	0.8713	0.7224	0.6530	0.5872	0.5464
<b>DIAGONALES</b>						
260	0.8982	0.8827	0.7953	0.8846	0.8286	0.7922
316	0.8974	0.8816	0.8123	0.8849	0.8321	0.7967
77	0.8978	0.8821	0.8350	0.8847	0.8320	0.7966
92	0.8979	0.8822	0.8169	0.8844	0.8286	0.7922
<b>ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR</b>						
315	0.8901	0.8721	0.4459	0.3137	0.4276	0.3822
319	0.8912	0.8736	0.4197	0.2606	0.4895	0.4346
322	0.8899	0.8719	0.4834	0.3469	0.6850	0.6392
324	0.8902	0.8723	0.4176	0.2406	0.5551	0.5079
327	0.8902	0.8722	0.3758	0.1719	0.4911	0.4450
329	0.8897	0.8716	0.6570	0.5639	0.5744	0.5410
331	0.9155	0.9050	0.8025	0.7526	0.7232	0.6755
333	0.8967	0.8806	0.6006	0.4885	0.7431	0.7001

Tabla XIII. (Continuación)  
Factores de Capacidad en el estado de SERVICIO II.

ELEMENTO	FACTOR DE CAPACIDAD / SERVICIO II					
	P (Ton)		V (Ton)		M (Ton-m)	
	INV	OPE	INV	OPE	INV	OPE
<b>ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR</b>						
334	0.8967	0.8807	0.6065	0.4962	0.7448	0.7025
337	0.9156	0.9054	0.8017	0.7537	0.7247	0.6772
339	0.8897	0.8716	0.6552	0.5614	0.5747	0.5418
341	0.8902	0.8723	0.3598	0.2178	0.4911	0.4449
343	0.8902	0.8723	0.4540	0.2879	0.5534	0.5063
345	0.8899	0.8719	0.5114	0.3482	0.6867	0.6414
347	0.8912	0.8736	0.4222	0.2639	0.4903	0.4339
349	0.8900	0.8720	0.4515	0.2947	0.4311	0.3856
<b>ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR</b>						
350	0.9038	0.8898	0.9487	0.9448	0.1127	-0.1069
352	0.8922	0.8751	0.9115	0.9632	0.1500	-0.0742
356	0.9495	0.9485	0.9391	0.9026	0.0768	-0.1593
362	0.9451	0.9435	0.9176	0.8623	0.1712	-0.0379
366	0.8897	0.8713	0.8832	0.9308	0.0755	-0.1394
368	0.9024	0.8874	0.9568	0.9443	0.0415	-0.2068
370	0.9031	0.8898	0.9511	0.9451	0.1127	-0.1069
372	0.8922	0.8751	0.9158	0.9685	0.1500	-0.0741
376	0.9481	0.9483	0.9360	0.8990	0.0768	-0.1593
382	0.9451	0.9435	0.9145	0.8588	0.1713	-0.0379
386	0.8890	0.8713	0.8873	0.9357	0.0756	-0.1393
388	0.9017	0.8874	0.9567	0.9443	0.0415	-0.2068

Fuente: Elaboración propia.

En un estado de RESISTENCIA I y SERVICIO II, los valores calculados son inferiores a la unidad, indicando que la estructura no tiene la capacidad de resistir la carga viva de diseño.

En un Nivel de Inventario el puente es evaluado para el mismo nivel de confiabilidad que se utiliza en su diseño, sin embargo, en un nivel de operación, radica en utilizar el factor de carga viva máximo envolvente, siendo más probable que suceda el comportamiento en un Nivel de Inventario.

Posterior a la verificación es importante determinar la carga neta de carga viva resistente (Ver tabla XIV):

Tabla XIV.  
Capacidad de Carga de elementos del puente Huancarqui.

ELEMENTO	COMBINACIÓN DE CARGA	RF	CAPACIDAD DE CARGA (Ton)	
			RF	DE CARGA
Cordón Superior	Resistencia	P	0.8422	28.05
		V	0.6046	20.13
Superior		M	0.5129	17.08
	Servicio	P	0.8713	29.01
Diagonales		V	0.6333	21.09
		M	0.5251	17.49
Arriostramiento Superior	Resistencia	P	0.8591	28.61
		V	0.8634	28.75
Inferior		M	0.7754	25.82
	Servicio	P	0.8816	29.36
Arriostramiento Inferior		V	0.7953	26.48
		M	0.7922	26.38
Arriostramiento Superior	Resistencia	P	0.8436	28.09
		V	0.2887	9.61
Inferior		M	0.3799	12.65
	Servicio	P	0.8716	29.02
Arriostramiento Inferior		V	0.1719	5.72
		M	0.3822	12.73
Arriostramiento Superior	Resistencia	P	0.8429	28.07
		V	0.85	28.31
Inferior		M	-0.142	-4.73
	Servicio	P	0.8713	29.01
Arriostramiento Inferior		V	0.8588	28.60
		M	-0.207	-6.89

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla XIV se llegó a calcular la capacidad de carga (toneladas) de los elementos críticos de tramo 3 del puente Huancarqui con una sollicitación de AASHTO HL-93 en un nivel de Inventario, peso del camión 33.3 toneladas en una condición actual.

## CONCLUSIONES

La identificación de patologías del puente fue determinante en revisar el comportamiento de elementos del puente. El tramo 3 y 4, presentan mayor porcentaje de daños (corrosión, falta de pernos en conexiones, pandeo, otros).

Mediante la identificación modal (Peak Picking) en estado de vibraciones ambientales con el uso de herramientas de bajo costo como los teléfonos inteligentes, se determinó frecuencias modales de la estructura reales de cada uno de los cuatro tramos independientemente. El tramo 3 y 4 con frecuencias predominante en  $z$ : 2.7480 y 2.7835 Hz,

respectivamente se caracterizan por tener frecuencias menores a diferencia del tramo 1 y 2 z: 2.9845 y 2.9213 HZ, respectivamente.

El modelo numérico generado logro una mejor representación del puente real en detalles, identificando las formas modales de la estructura como el modo vertical 2.9779 Hz. La frecuencia en Z real calculado del tramo 1 es el más cercano a la frecuencia modelada. Se calibro el puente Huancarqui con un error absoluto menor al 1%.

En un aspecto estructural, el puente mediante el criterio de deflexión máxima permisible, el tramo 3 ( $\Delta_3$ :6.4939 cm) y tramo 4 ( $\Delta_3$ :6.3292 cm), no cumplen con el criterio al estar por encima de la deflexión máxima 6.25 cm. Así mismo, mediante un análisis de demanda/ capacidad en un estado de RESISTENCIA I, se determinó que los elementos estructurales no cumplen con un criterio de diseño.

Finalmente, se calculó el Factor de Capacidad de carga Vehicular a los elementos que no cumplen con el criterio de diseño demanda/ capacidad del tramo 3 (tramo más crítico). Se determinó que el puente carece de resistencia en el cordón superior, diagonales, arriostramiento superior y arriostramiento inferior. Con una capacidad resistente en el cordón superior de 17.08 tn (flexión), diagonales de 25.82 tn (flexión), arriostramiento superior de 5.72 tn (Corte) y arriostramiento inferior - 6.89 tn (flexión).

### AGRADECIMIENTOS

El principal agradecimiento a Dios por guiarnos y permitirnos llegar hasta este proceso de nuestra carrera profesional.

A nuestra familia, por el apoyo incondicional y comprensión a lo largo de nuestros estudios.

A nuestros amigos colaboradores por el soporte en la realización de este trabajo.

### REFERENCIAS

- [1] G. Terrones, "Evaluación de las fallas estructurales del puente sobre el río Colpamayo en la red vial Bambamarca - Chota", Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca - Perú, 2014.
- [2] Y. Pecho, "Importancia del Mantenimiento Preventivo de Puentes en el Perú", Universidad de Piura, Lima - Perú, 2017.
- [3] E. Muñoz, F. Núñez, W. Rodríguez, C. Otálora, D. Ruiz, "Evaluación por confiabilidad estructural de puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación", Ingeniería, y Universidad, vol. 10, no. 1, mar. 2006.

- [4] L. Melo, "Monitoração de modelos físicos reduzidos para investigação do comportamento de estruturas em escala real", Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo- Brasil. 2011.
- [5] C. Bautista, y J. Diaz, "Evaluación estructural de construcciones históricas utilizando sistemas tecnológicos moderno de bajo costo, caso de aplicación: Puente Bolognesi", Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa- Perú. 2023.
- [6] A. Castiglioni. (2022, Set 20). Estructurando [Online]. Available:<https://estructurando.net/2022/09/20/medicion-frecuencias-naturales-puentes-smartphone/>
- [7] T. Herrera, "Monitoreo de integridad Estructural mediante análisis modal operacional", Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, 2018.
- [8] J. Marulanda C., P. Thomson, y J. Marulanda A., "Monitoreo de salud estructural", Ingeniería y Competitividad, vol. 2, no. 2, pp. 40-46, 2000.
- [9] J. Quintana et al., "Monitoreo y evaluación estructural en tiempo real del puente Mezcala", Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica Nro. 591, Sanfandila, Qro, 2020.
- [10] E. Muñoz, R. Daza, y F. Salazar, "Metodología de evaluación estructural de puente metálicos por técnicas de fiabilidad estructural", Revista Ingeniería de Construcción, vol. 17, no. 1, pp. 44-52, 2002.
- [11] Y. Llu, "Análisis Modal Operacional y estudio del comportamiento dinámico de 3 puentes mayores en la ruta nacional N.º 32 y N.º 34 de Costa Rica", Universidad de Costa Rica, LM-PIE-UP-102-2020, Proyecto: B9276, nov. 2020.
- [12] W. Ren, y Z. Zong, "Output-only modal parameter identification of civil engineering structures", Structural Engineering and Mechanics, vol. 17, no. 3\_4, pp. 429-444, 2004.
- [13] E. Moltalto, y Y. Liu., "Prueba de vibración ambiental de puente tipo viga cajón de concreto presforzado", Métodos & materiales, vol. 6, no. 1, 2016.
- [14] H. Hernández, C. Arce, y I. Huergo, "Pruebas de vibración ambiental realizadas en dos puentes vehiculares ubicados en zona sísmica", Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, 2022.
- [15] J. Quintana et al., "Monitoreo y evaluación estructural en tiempo real del puente río Papaloapan", Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica Nro. 592, Sanfandila, Qro, 2020.
- [16] M. Anaya et al., "Calibración y ajuste de los parámetros estructurales del modelo matemático del puente Mezcala para evaluación estructural", Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica Nro. 530, Sanfandila, Qro, 2018.
- [17] J. Gaxiola et al., "Monitoreo estructural de puentes utilizando equipos GPS, acelerómetros, y teléfonos inteligentes", XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, 2002.
- [18] S. Dashti et al., "Evaluating the Reliability of Phones as Seismic Monitoring Instruments", Earthquake Spectra, vol. 30, no. 2, pp. 721-742, 2014.

- [19] M. Qing et al., “Citizen Sensors for SHM: Use of Accelerometer Data from Smartphones”, *Sensors*, vol. 15, no. 2, pp. 2980-2998, 2015.
- [20] Ministerio de Transportes y Comunicaciones, “Guía para inspección de puentes”, Directiva N.º 01-2006-MTC/14, Perú, 2006.
- [21] Seismosoft. (2024). SeismoSignal. Available: <https://seismosoft.com>.
- [22] Phyphox. (2024). Sensor Data Base. Available: <https://phyphox.org/sensordb/>.
- [23] Mobile Tools. (2024). Accelerometer Analyzer App. Available: <https://accelerometer-analyzer.en.softonic.com/android>.
- [24] Simple Design Ltd. (2024). Bubble Level - Level Tool. Available: [https://play.google.com/store/apps/details?id=bubblelevel.level.leveltool.leveler&hl=en\\_USfile:///C:/Users/JOSE%20RAMOS/Downloads/Hidr%C3%A1ulica%20I%20Cap\\_3\\_Canales.pdf](https://play.google.com/store/apps/details?id=bubblelevel.level.leveltool.leveler&hl=en_USfile:///C:/Users/JOSE%20RAMOS/Downloads/Hidr%C3%A1ulica%20I%20Cap_3_Canales.pdf).
- [25] J. Gómez, E. Maldonado, y G. Chio, “Pruebas de Vibración Ambiental en Puentes”, *Revista UIS ingenierías*, vol. 9, no. 1, pp. 55-68, 2010.
- [26] AASHTO, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, Washington DC, 2012.
- [27] Ministerio de Transportes y Comunicaciones, “Manual de Puentes”, Lima-Perú, diciembre- 2016.