

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE EXISTENTE TIPO VIGA LOSA DE ACERO

Structural Evaluation of the Superstructure of an Existing Steel Beam - Slab Bridge

ILIANA ALEXANDRA AGUAS REMACHE^{1a},
LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ^{2a},
KEVIN JORDAN SOLÍS ELIZALDE^{3a} Y
MARTHA MARÍA MOLINA PADRÓN⁴

Recibido: 24/9/2024 • Aprobado: 30/12/2024

Cómo citar: Aguas Remache, I. A., Hernández Rodríguez, L. T., Solís Elizalde, K. J., Molina Padrón, M. M. (2024). Evaluación estructural de la superestructura de un puente existente tipo viga losa de acero. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 7(2), 143-170. <https://doi.org/10.22206/cyap.2024.v7i2.3312>

Resumen

El enfoque principal de este proyecto es valorar las condiciones actuales de la superestructura de un puente tipo viga losa de acero de un solo vano con una longitud de 25 metros, ancho 10.4 metros y formado por 4 vigas longitudinales. El mismo se encuentra sobre la quebrada del río Chaguayacu en la provincia de Imbabura, Ecuador. La evaluación se realiza siguiendo la metodología del Manual for Bridge Evaluation y utiliza el método de Load and Resistance Factor Rating, aplicándolo a las condiciones actuales del país, para analizar y determinar la capacidad de carga de las secciones estructurales, identificando áreas que requieran refuerzo de acuerdo con las especificaciones de diseño actualmente requeridas. La investigación se basa en una evaluación de los componentes estructurales del puente como son: vigas, volado, diafragmas, tablero y elementos de corte, que servirán para identificar posibles deficiencias

^a Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

¹ Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental. ORCID: 0009-0009-0114-5002. Correo-e: iliana_aguas@hotmail.com

² Autor correspondiente, Profesor Titular. ORCID: 0000-0002-5805-9318. Correo-e: luishernandezr@epn.edu.ec

³ Ingeniero Civil. ORCID: 0009-0001-9800-7897. Correo-e: solis05kevin@gmail.com

⁴ Ingeniera Civil, Investigadora en Puebla, México. ORCID: 0009-0005-5071-5121. Correo-e: marthammolinap@gmail.com



y sus implicaciones en el desempeño del puente. Los hallazgos buscan proporcionar información sobre la seguridad del puente y la integridad estructural, para su servicio continuo. Además, se realizará una modelación del puente con la ayuda del programa CSI Bridge, la cual proporcionará una comprensión detallada del comportamiento estructural del puente bajo diversas cargas, que se irán explicando a lo largo del proyecto. Finalmente, tras una exhaustiva revisión de los resultados, se determinó que las vigas tienen problemas de resistencia a cargas de momento, a pesar de comportarse adecuadamente ante cargas de corte. En cambio, los demás elementos estructurales evaluados se comportan de manera satisfactoria.

Palabras clave: evaluación estructural; factor de capacidad; puente viga - losa; superestructura.

Abstract

The primary objective of this project is to evaluate the current condition of the superstructure of a single-span, steel girder-slab bridge. The bridge has a length of 25 meters, a width of 10.4 meters, and consists of four longitudinal beams. It is located over the Chalguayacu River in the province of Imbabura, Ecuador. The evaluation follows the methodology outlined in the Manual for Bridge Evaluation and utilizes the Load and Resistance Factor Rating method, adapted to the country's current conditions. This approach is used to analyze and determine the load-carrying capacity of the structural sections, identifying areas that require reinforcement based on current design specifications. The research focuses on assessing the bridge's structural components, including beams, overhangs, diaphragms, deck, and shear elements, to identify potential deficiencies and their impact on the bridge's performance. The findings aim to offer insights into the bridge's safety and structural integrity for continued service. Additionally, the bridge will be modeled using CSI Bridge software to provide a detailed understanding of its structural behavior under various loads, as outlined in the project. After a comprehensive review of the results, it was determined that the beams face issues with moment load resistance, despite performing adequately under shear loads. In contrast, the other evaluated structural elements exhibit satisfactory performance.

Keywords: structural evaluation; beam – slab bridge; rating factor; superstructure.

1. Introducción

Desde las antiguas civilizaciones las redes viales han surgido como una solución a la necesidad primordial del ser humano de desplazarse

a través de obstáculos geográficos. En la actualidad, se han desarrollado estructuras de transporte sostenibles capaces de superar dichos obstáculos. Estas estructuras varían desde simples losas hasta imponentes puentes colgantes de dimensiones monumentales, que se expanden a lo largo de vastas distancias, atravesando bahías, e incluso profundos encañonados.

Un puente es una estructura que permite el paso sobre obstáculos como cuerpos de agua, valles o carreteras, facilitando el tránsito. Es esencial para las redes de transporte y ha evolucionado con el crecimiento económico y la urbanización. Sin embargo, los puentes enfrentan desafíos ambientales, económicos y sociales, como la emisión de gases de efecto invernadero y el uso de materiales y energía (Ahmad et al., 2024). Las inspecciones de puentes se realizan para evaluar su condición física y funcional. Esto sirve como base para encontrar la capacidad de carga y para analizar las solicitudes de permisos de sobrecarga. Asimismo, estos análisis permiten empezar acciones para el mantenimiento, tener un registro constante del estado del puente y su tasa de desgaste, e implantar prioridades para reparaciones y rehabilitaciones. Una inspección exitosa depende de una planificación adecuada, técnicas apropiadas, el equipo necesario y la experiencia y seriedad de los trabajadores. No solo deben identificar defectos existentes, sino también anticipar problemas potenciales. De este modo, se pueden implementar tanto el mantenimiento preventivo, como el correctivo. (AASHTO, 2020).

Jauregui (2019) señala que las inspecciones estructurales deben realizarse anualmente, aunque los puentes con problemas conocidos o en condición dudosa requieren vigilancia más frecuente. Debido a su naturaleza minuciosa y necesidad de criterios especializados, es crucial involucrar a especialistas altamente capacitados en este campo. Es mejor hacer esta inspección después de la temporada de precipitaciones, cuando los niveles de agua han bajado y es más fácil acceder debajo de las estructuras para detectar signos de socavación. La socavación es la principal razón por la cual los puentes podrían colapsar. En situaciones excepcionales, deben realizarse Inspecciones Especiales. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú, 2006).

El objetivo de la evaluación estructural es determinar la capacidad de todos los elementos, tanto críticos, como no críticos, para soportar cargas actuales y futuras según las normas vigentes. Si la estructura no

cumple con estos estándares, se planificará un reforzamiento utilizando métodos adecuados. (Benavidez et al., 2022). Para realizar este proyecto se utilizaron varias directrices basadas en diferentes normativas. Es esencial identificar las propiedades de los materiales, y las cargas que pueden soportar, según lo especifica la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG (2024). Además, fue necesario analizar las cargas que se aplican al puente, considerando su estructura y la carga viva vehicular, de acuerdo con la AASHTO (2020).

Se han desarrollado investigaciones previas enfocadas en la evaluación estructural de puentes realizados en la Escuela Politécnica Nacional de Ecuador. Entre estos, se destacan el análisis estructural de un puente en la ruta Spondylus, realizado por Benavides et al. (2022), y como aporte significativo la propuesta de reforzamiento de este mismo puente llevado a cabo por Mediavilla (2023). Adicionalmente, la revisión estructural del puente sobre el río Vite, efectuada por Galarza et al. (2024). Según la Nevi-12 (2013), se establecen políticas, criterios, procedimientos y métodos para el desarrollo de los estudios en proyectos viales con una información amplia, referente a los diversos temas técnicos y criterios viales que permiten establecer la ruta y el trazado más conveniente para el desarrollo zonal, de este modo, el puente sobre la quebrada Chalguyacu es una estructura que permite la facilidad de la movilidad en el provincia de Imbabura, aportando a la expansión de la infraestructura rural de transporte.

Es crucial establecer parámetros precisos para la construcción segura en zonas sísmicas debido a la importancia de las estructuras en el contexto nacional. Una afectación significativa por sismos podría resultar en consecuencias graves, incluyendo daños estructurales severos y pérdidas humanas. En este sentido, la Norma Ecuatoriana de Construcción sobre Peligro Sísmico NEC-SE-DS (2015) proporciona directrices esenciales para el diseño y la construcción de estructuras en áreas propensas a terremotos. Chen y Duan (2014) mencionan que se necesita una evaluación sísmica detallada y un diseño sísmico correcto de las conexiones entre las vigas prefabricadas, así como las conexiones entre las vigas y la subestructura del soporte. El sistema de conexión debe diseñarse para proteger la superestructura de los efectos de fuerza debidos a los movimientos del suelo a través de la fusión o para transmitir fuerzas inerciales a través de la trayectoria de carga hacia el suelo.

Con el fin de brindar una solución técnica a una de las necesidades importantes de la población, se realizará el presente estudio de evaluación estructural de una superestructura de un puente existente tipo viga de acero, utilizando el procedimiento del Manual for Bridge Evaluation, el cual permite garantizar la confiabilidad de puentes (AASHTO MBE, 2020).

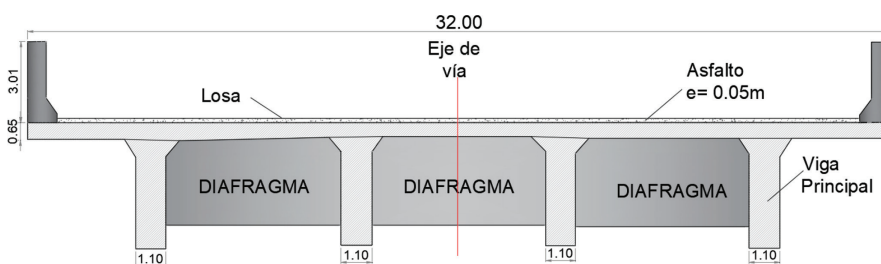
2. Metodología

2.1 Puente Tipo Viga – Losa

Estos puentes están compuestos por vigas y losa, también llamadas tableros, fabricados de diversos materiales, como acero, hormigón, siendo estos los componentes primordiales. Las vigas pueden tener una sección en forma de “I”, como se indica en la Figura 1 (Rodríguez, 2019).

Figura 1

Configuración de un puente tipo viga - losa



Rodríguez Serquén (2022) argumenta que los puentes tipo viga-losa simplemente apoyados se usan en luces de hasta 24m, y que los puentes de vigas continuas están mejor proporcionados cuando los tramos interiores presentan una longitud de 1.3 a 1.4 veces la longitud de los tramos extremos. Además, menciona que los puentes de acero de sección compuesta de un solo tramo que utilizan vigas metálicas logran luces de hasta 55m.

Todos los puentes, sin distinción de su tipo o clasificación, están compuestos por dos componentes esenciales:

- La estructura inferior o subestructura: se compone de los estribos o pilares ubicados en los extremos, las pilas o apoyos situados en el centro, y los cimientos que sirven de base para ambos.
- La estructura superior o superestructura: incluye el tablero, que es la parte que aguanta las cargas de forma directa, y las estructuras de soporte, tales como vigas, cables, bóvedas y arcos. Estas estructuras son responsables de transferir las cargas del tablero a los pilares y estribos. (Núñez, 2014)

Existen componentes intermedios o dispositivos de soporte ubicados entre la superestructura y la infraestructura, considerados como elementos auxiliares esenciales para el adecuado desempeño del puente (Muñoz, 2013).

Estos dispositivos desempeñan un papel crucial en la distribución de las cargas y en la adaptación a los movimientos estructurales, asegurando la estabilidad y durabilidad del puente en condiciones variables de carga y ambientales.

2.2 Descripción estructural del puente sobre la Quebrada Chalguayacu

Se tiene un puente tipo viga – losa con vigas de acero, las vigas utilizan acero ASTM A588 Gr 50, en las alas y el alma, acompañado de un esfuerzo de fluencia (F_y) de 345 MPa, un peso específico (Y_s) de 78.5 kN/m³ y un módulo de elasticidad (E_s) de $2 \cdot 10^5$ MPa. El puente consta de una dimensión de 25.00 x 10.40 m, la vía está compuesta de dos carriles, cada uno con un ancho de 3.65m, junto con dos veredas, cada una de 1.52m de ancho, obteniendo como resultado una calzada con un ancho total de 10.40m.

La losa del puente está conformada de hormigón, tiene una resistencia a la compresión (f'_c) de 24 MPa, un módulo de elasticidad (E_c) de 26 015.15 MPa, un peso específico de 24 kN/m³ y un espesor de 20 cm. Esta losa se encuentra soportada por 4 vigas longitudinales con una altura de 1.45 m y ancho de 30 cm cada una. El puente está conformado por cinco diafragmas, cada uno tiene tres cordones inferiores,

- Figura 2**
Vista transversal del puente sobre la quebrada

- EQ: Sismo
- WA: Carga hidráulica y presión del flujo de agua
- SE: Asentamiento
- CR: Fluencia lenta

Las cargas permanentes son fuerzas que se sustentarán en las dimensiones especificadas en los planos y deben ser revisadas mediante mediciones en el lugar. Las cargas permanentes que se deben analizar son:

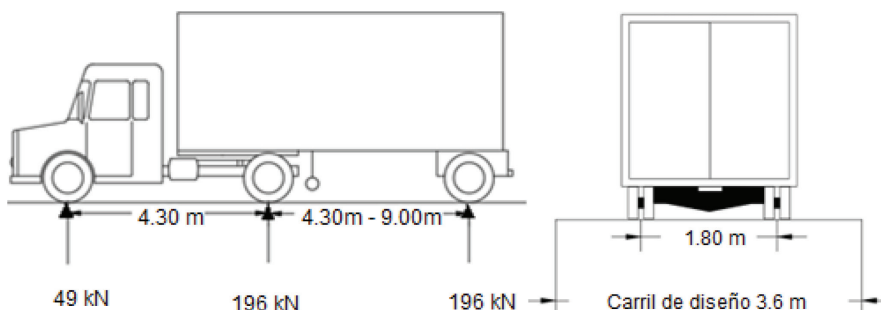
- DC: Peso propio de los elementos estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: Peso propio de las superficies de asfalto e instalaciones para servicios públicos.

Conforme a lo establecido por la AASHTO (2020), la carga vehicular en vivo estándar para puentes se denomina HL-93. Este tipo de carga comprende un camión, un tándem diseñado y una carga de carril combinado. Para esta situación, únicamente se consideran el camión de diseño y la carga de carril, debido a que, para la longitud del puente en cuestión (25 m), el camión de diseño es más desfavorable que el tándem.

Según las normativas de la AASHTO (2020), se utiliza el camión HL-93 que consta de un semirremolque de tres ejes. Se debe tomar en cuenta que, para las circunstancias del Ecuador, el camión está diseñado con un aumento del 37.8% en la carga. Como respuesta, se define el camión de diseño usado en Ecuador representado en la Figura 3.

Figura 3

Camión de Diseño HL-93 con incremento de carga de 37.8%

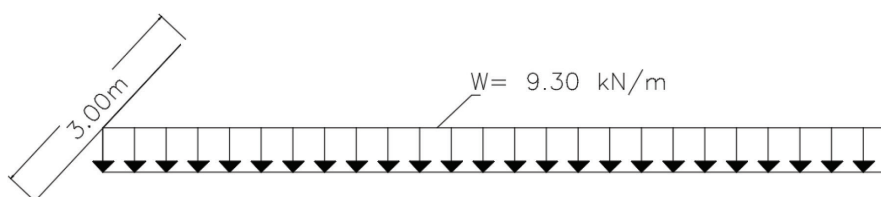


De acuerdo con los estándares de la AASHTO (2020), la carga de carril se trata de una carga que se extiende de manera uniforme en todo

el carril de tráfico vehicular, ocupando una franja con un ancho de 3.0 metros. La magnitud de esta carga es de 9.3 kN/m. Se indica el carril de diseño a usar en la Figura 4.

Figura 4

Carga de Carril



2.4 Combinaciones y Factores de Carga

La ecuación (1) indica la forma para obtener la sollicitación factorizada total:

$$Q = \sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \quad (1)$$

Donde:

η_i = Modificador de carga.

γ_i = Factor de carga

Q_i = Sollicitación

2.5 Capacidad de Carga

La capacidad de carga de un puente se refiere a la máxima carga que soporta de manera segura sin sufrir daños o deformaciones excesivas. Este límite está determinado por varios factores, como el diseño estructural del puente, los materiales empleados, las características del terreno y las diversas cargas que actúan sobre el puente, como el tráfico vehicular, peatonal y las condiciones ambientales como el viento o el peso del agua en el caso de puentes sobre ríos u otros cuerpos de agua. Es crucial evaluar y garantizar la capacidad de carga para asegurar la seguridad y la

durabilidad del puente. Superar esta capacidad puede resultar en daños o incluso en el colapso de la estructura.

Galarza et al., (2024) mencionan que la verificación por capacidad de carga es un procedimiento estandarizado que tiene por objeto evaluar la capacidad de los elementos portantes de un puente, siendo capaz de soportar determinadas cargas de servicio, considerando como factor principal la carga viva vehicular.

2.6 Método de Capacidad por Factores de Carga y Resistencia (LRFR)

El LRFR permite una valoración exhaustiva de la capacidad de carga del puente al tener en cuenta los factores de resistencia inherentes a los materiales y componentes estructurales como las cargas que actúan sobre la infraestructura. Este enfoque proporciona una evaluación rigurosa y precisa de la capacidad del puente para resistir las cargas previstas, lo cual es indispensable para tener seguridad e integridad en el puente.

El método implica una serie de pasos secuenciales en los que se integra cada etapa de evaluación para generar diversos modelos de carga, utilizando las respuestas obtenidas en cada parte del proceso. (AASHTO MBE, 2020).

La valoración de puentes en servicio para resistir carga, se dividen en tres niveles de evaluación que permiten el análisis individual de carga.

- Evaluación de carga de diseño (primera evaluación de nivel)
- Evaluación de carga legal (segunda evaluación de nivel)
- Evaluación de carga con permiso (tercera evaluación de nivel)

Los métodos están desarrollados para un modelo particular de carga viva, con coeficientes de carga ajustados específicamente para asegurar un nivel uniforme y aceptable de fiabilidad en todas las valoraciones.

Cuando se utiliza la metodología LRFR, es fundamental emplear la ecuación general para la capacidad de carga (2). Esta ecuación se utiliza para determinar la capacidad de carga (RF) de cada elemento y sus combinaciones, considerando los efectos de fuerzas axiales, corte y flexión generados por diferentes estados límite y condiciones de carga. También, es necesario utilizar las ecuaciones (3), (4) y (5) para encontrar los estados

límites de resistencia, inferior y de servicio, que son los parámetros que se utilizan en la ecuación general para la capacidad de carga.

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC} \cdot DC) - (\gamma_{DW} \cdot DW) \pm (\gamma_P \cdot P)}{\gamma_{LL} \cdot (LL + IM)} \quad (2)$$

Para los Estados Límite de Resistencia:

$$C = \varphi_C \cdot \varphi_S \cdot \varphi \cdot R_n \quad (3)$$

En límite inferior:

$$\varphi_C \cdot \varphi_S \geq 0.85 \quad (4)$$

Para los Estados Límite de Servicio:

$$C = f_R \quad (5)$$

Donde:

RF = Factor de capacidad.

C = Capacidad nominal.

R_n = Resistencia nominal del miembro (definida mediante inspecciones).

f_R = Esfuerzo Admisible especificado en la norma LRFD.

DC = Efecto de carga muerta producida por el peso propio de los elementos estructurales y accesorios.

DW = Efecto de carga muerta producida por el asfalto e instalaciones de servicios públicos

P = Cargas permanentes (cualquiera que no sea carga muerta).

LL = Efectos de carga viva.

IM = Incremento por carga dinámica.

γ_{DC} = Factor de carga LRFD para los elementos estructurales y accesorios.

γ_{DW} = Factor de carga LRFD para superficie de rodamiento y utilitarios.

γ_P = Factor de carga LRFD para cargas permanentes que no pertenezcan a cargas muertas = 1.0.

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

φ_C = Factor de condición.

φ_s = Factor de sistema.

φ = Factor de resistencia LRFD.

El Factor de Capacidad (RF) es un coeficiente que evalúa la capacidad de un componente de puente para soportar cargas. Su valor determina la carga vehicular máxima segura permitida, lo que puede llevar a restricciones de tráfico, permisos especiales o incluso refuerzos estructurales para asegurar la estabilidad del puente. Galarza et al., (2024).

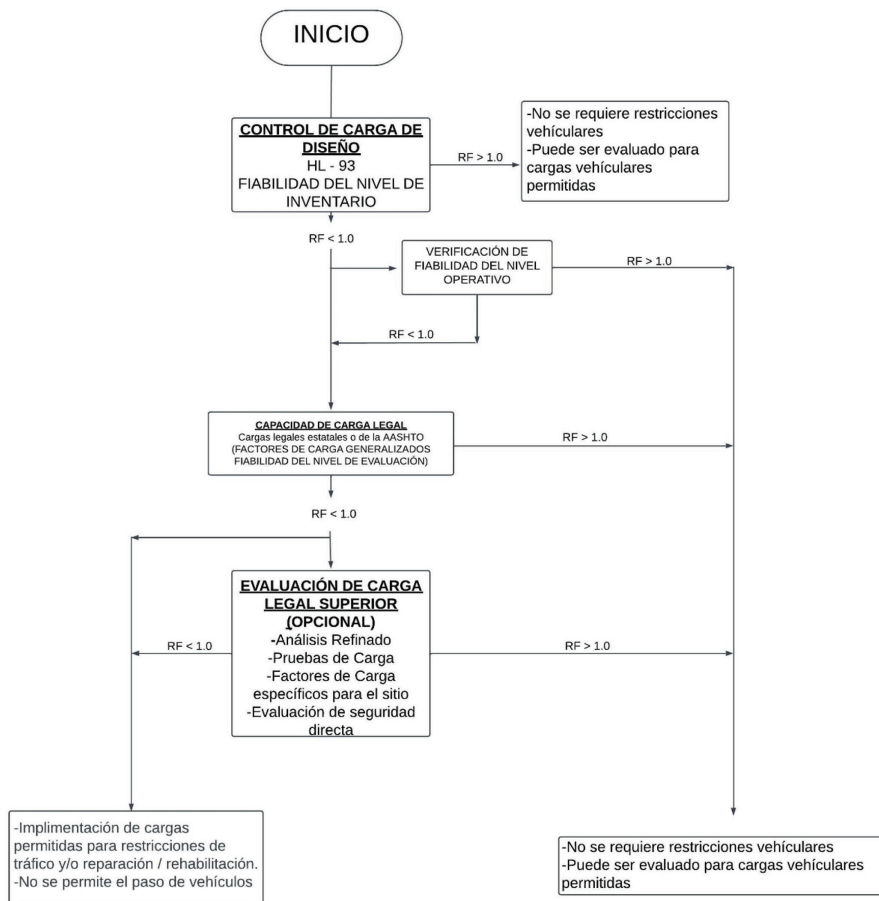
En el artículo, Ghosn et al, (2011) explican que “el factor de clasificación de carga del puente RF, es un indicador importante de la resistencia estructural de un puente para transportar de forma segura la carga vehicular. Cuando el factor de clasificación calculado RF, para un componente de un puente es inferior a 1 es posible que el puente deba ser cerrado.

Cuando el factor de clasificación, RF es mayor o igual que 1, para los efectos de carga viva vehicular, se dice que el puente es capaz de soportar esta carga.

2.7 Etapas para el análisis dentro de la metodología LRFR

Con el fin de representar claramente la metodología LRFR, la Figura 5 muestra un diagrama de flujo que detalla los pasos requeridos para aplicar este método.

El método LRFR empieza por el análisis de control de cargas de diseño para el camión “HL-93”, el cual se divide en función del coeficiente de capacidad de carga (RF), si se cumple que $RF > 1.0$ el puente se evalúa para cargas vehiculares permitidas, sin restricciones vehiculares. No obstante, si $RF < 1.0$ deberá necesariamente pasar por el “Nivel de Verificación de Fiabilidad del Nivel Operativo”, si en este nivel se cumple que $RF > 1$ el análisis del puente se realizará bajo las cargas vehiculares permitidas sin considerar limitaciones en el tráfico vehicular. Sin embargo, si el RF sigue siendo < 1 después del “Nivel de Verificación de Fiabilidad del Nivel Operativo” es necesario continuar con un tercer nivel el cual se denomina “Nivel de capacidad de carga Legal” en donde se utilizarán factores de carga generalizados con fiabilidad del nivel de evaluación, los mismos que permitirán instaurar restricciones de reforzamiento o de peso vehicular.

Figura 5*Diagrama de Flujo del Método LRFR*

Posteriormente, si el RF continúa siendo < 1 será necesario implementar cargas permitidas para restricciones de tráfico y/o reparación/rehabilitación, y además se restringirá el paso de vehículos.

Existe un nivel opcional el cual se conoce como “Evaluación de Nivel Superior”, el mismo que se puede aplicar después del “Nivel de capacidad de carga Legal” para obtener un $RF > 1$, el cual se sustenta en realizar un análisis refinado, pruebas de carga, factores de cargas específicos en el sitio y evaluación de seguridad directa, optando por todos estos parámetros para que aumenten el factor de capacidad de carga. Si el puente

no satisface los criterios de validación de cargas definidas en el diseño inicial, el manual LRFR sugiere la aplicación de factores de carga a las cargas legales AASHTO y a las combinaciones de estados límite que se van a evaluar.

En la circunstancia de no cumplir con los estándares de la tercera etapa de evaluación, se requiere llevar a cabo investigaciones más detalladas con el propósito de conseguir un estudio de mayor confiabilidad.

3. Resultados y discusión

Para la obtención de resultados del puente sobre la quebrada Chalgayacu, se llevó a cabo un análisis exhaustivo de los elementos de la superestructura, incluyendo cuatro vigas longitudinales, tres diafragmas y la losa. Se determinaron los cortantes y momentos últimos requeridos conforme al método LRFR de la norma AASHTO. Posteriormente, se calcularon los cortantes y momentos actuantes basados en los planos reales del puente para efectuar una comparación detallada.

Adicionalmente, se desarrolló un modelo estructural del puente utilizando el CSI Bridge, versión de prueba, (2024). Este modelo permitió determinar, en cada punto del puente, las fuerzas cortantes y los momentos flectores actuantes. Con esta información, se procedió al cálculo del coeficiente de capacidad de carga (RF), con el objetivo de evaluar la conformidad de la estructura con los lineamientos del Manual for Bridge Evaluation (MBE) según la normativa AASHTO.

3.1 Comparación del diseño estructural de la superestructura del puente entre los planos estructurales y los datos obtenidos por la norma AASHTO

A continuación, se indican las tablas de comparación de los resultados que se obtuvieron mediante los planos estructurales del puente Chalgayacu y el método de diseño mediante la AASHTO (2020). Para los resultados basados en los planos estructurales, es crucial contar con toda la información del puente tanta geometría de los miembros, y el armado de estos. Para la metodología AASHTO, se consideran las combinaciones de carga necesaria y los factores que intervinieron en el análisis.

El estado límite para momentos que se evalúa para el análisis de la superestructura, es la Resistencia I debido a que este estado es el que predomina, como se expone en la Tabla 1.

En la Tabla 2 se expresan los resultados para el estado límite de cortantes mediante la resistencia I debido a que este es el que predomina, sin embargo, en la Tabla 3 se muestra las respuestas que se obtuvieron en el estado límite de Servicio II.

Tabla 1

Momentos últimos actuantes en comparación con los momentos que resisten

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Mu (+) (kN.m)			Mu (-) (kN.m)		
	AASHTO PLANOS			AASHTO PLANOS		
	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
Losa	62.41	39.31	FALLA	58.81	74.56	OK
Volado	78.22	82.24	OK	-	-	-
Vigas Interiores	5 679.34	4 013.59	FALLA	-	-	-
Vigas Exteriores	6 722.03	4 013.59	FALLA	-	-	-

Tabla 2

Cortantes últimos actuantes en comparación con los cortantes que resisten

ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO	PLANOS	
	Vu (kN)	Vr (kN)	
	Actúa	Resiste	
Vigas Interiores	1 214.2	1 911.93	OK
Vigas Exteriores	1 122.34	1 911.93	OK

Tabla 3
Respuestas para el estado límite de servicio II

		AASHTO	PLANOS	
		Vu (MPa)	Vr (MPa)	
ELEMENTO ESTRUCTURAL		Actúa	Resiste	
Vigas Interiores	Patín Inferior	418.63	327.75	FALLA
	Patín Superior	225.92	327.75	OK
Vigas Exteriores	Patín Inferior	518.67	327.75	FALLA
	Patín Superior	276.75	327.75	OK

3.2 Aplicación de la metodología LRFR del Manual for Bridge Evaluation

Se hizo uso del programa CSI Bridge, versión de prueba, (2024) para modelar el puente de estudio, el mismo que permitió analizar su comportamiento ante los cortantes y momentos en cada punto a los que se encuentra sujeto el puente, debido a las cargas presentes y de esta manera encontrar el coeficiente de capacidad de carga RF. En consecuente, en las Tablas 4-7 se presenta la obtención del factor de capacidad de carga RF en distintos puntos del puente

Se contempló los parámetros más importantes que intervinieron para el modelado, como: las características geométricas del puente, las distancias entre elementos estructurales, los módulos de resistencia de los materiales. La Figura 6 proporciona una vista completa del modelo finalizado, utilizado para derivar los resultados obtenidos.

Se aspira obtener un coeficiente de capacidad de carga (RF) mayor a 1, en todos o en la mayoría de los puntos de los miembros estructurales analizados, ya que según la metodología LRFR si esta condición se cumple, los elementos son capaces de resistir la carga a la cuales serán sometidos en toda su vida útil.

Analizando los resultados conseguidos a través del análisis detallado de las Tablas 4-7, se concluye que, en las secciones estructurales estudiadas, donde se observó un Factor de Capacidad de Carga (RF) igual o

Tabla 4
Coeeficiente de capacidad de carga para vigas interiores bajo fuerzas cortantes

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A FUERZA CORTANTE PARA LA VIGA INTERIOR								
Layout Line Distance	V (DC)	V (DW)	V (LL+IM)	Carga Nominal	RF OPERACIÓN		RF INVENTARIO	
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	-		-	
0	-168.62	-28.442	3.53	1 911.93	414.26	OK	319.58	OK
1	-156.44	-28.442	3.53	1 911.93	411.07	OK	317.11	OK
1	-158.154	-25.869	9.486	1 911.93	152.84	OK	117.90	OK
2	-145.974	-25.869	9.486	1 911.93	151.65	OK	116.98	OK
2	-147.635	-23.325	22.244	1 911.93	64.61	OK	49.84	OK
3	-135.454	-23.325	22.244	1 911.93	64.11	OK	49.45	OK
3	-136.852	-20.84	34.641	1 911.93	41.12	OK	31.72	OK
4	-124.672	-20.84	34.641	1 911.93	40.80	OK	31.47	OK
4	-113.781	-18.401	47.122	1 911.93	29.72	OK	22.93	OK
4	-115.053	-15.996	63.072	1 911.93	22.18	OK	17.11	OK
5	-102.872	-15.996	63.072	1 911.93	22.00	OK	16.97	OK
5	-104.043	-13.664	84.077	1 911.93	16.49	OK	12.72	OK
6	-91.862	-13.664	84.077	1 911.93	16.35	OK	12.61	OK
6	-85.549	-13.687	70.718	1 911.93	19.36	OK	14.93	OK
7	-73.369	-13.687	70.718	1 911.93	19.20	OK	14.81	OK
7	-74.451	-11.406	86.8	1 911.93	15.62	OK	12.05	OK
8	-62.27	-11.406	86.8	1 911.93	15.49	OK	11.95	OK
8	-63.369	-9.104	104.601	1 911.93	12.84	OK	9.91	OK
9	-51.188	-9.104	104.601	1 911.93	12.74	OK	9.82	OK
9	-52.22	-6.822	123.439	1 911.93	10.78	OK	8.32	OK
10	-40.04	-6.822	123.439	1 911.93	10.69	OK	8.24	OK
10	-41.045	-4.553	143.648	1 911.93	9.17	OK	7.08	OK
11	-28.865	-4.553	143.648	1 911.93	9.09	OK	7.02	OK
11	-29.889	-2.29	164.966	1 911.93	7.91	OK	6.10	OK
11	-18.629	-0.093	186.444	1 911.93	6.93	OK	5.35	OK
12	-6.448	-0.093	186.444	1 911.93	6.87	OK	5.30	OK
12	2.986	-1.369	162.058	1 911.93	7.86	OK	6.06	OK
13	15.167	-1.369	162.058	1 911.93	7.79	OK	6.01	OK

(Continuada)

Tabla 4
Coeeficiente de capacidad de carga para vigas interiores bajo fuerzas cortantes
(Continuada)

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A FUERZA CORTANTE PARA LA VIGA INTERIOR								
Layout Line Distance	V (DC)	V (DW)	V (LL+IM)	Carga Nominal	RF OPERACIÓN		RF INVENTARIO	
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	-		-	
13	14.278	0.817	179.01	1 911.93	7.04	OK	5.43	OK
14	26.458	0.817	179.01	1 911.93	6.98	OK	5.38	OK
14	25.496	3.061	197.78	1 911.93	6.31	OK	4.87	OK
15	37.676	3.061	197.78	1 911.93	6.25	OK	4.82	OK
15	36.764	5.3	217.077	1 911.93	5.69	OK	4.39	OK
16	48.944	5.3	217.077	1 911.93	5.64	OK	4.35	OK
16	48.036	7.542	237.014	1 911.93	5.15	OK	3.98	OK
17	60.217	7.542	237.014	1 911.93	5.11	OK	3.94	OK
17	59.269	9.796	258.023	1 911.93	4.69	OK	3.61	OK
18	71.449	9.796	258.023	1 911.93	4.64	OK	3.58	OK
18	70.573	12.01	279.154	1 911.93	4.28	OK	3.30	OK
18	82.753	12.01	279.154	1 911.93	4.24	OK	3.27	OK
18	91.351	11.316	257.77	1 911.93	4.57	OK	3.52	OK
19	104.323	11.316	257.77	1 911.93	4.52	OK	3.49	OK
19	103.348	13.713	278.193	1 911.93	4.18	OK	3.23	OK
20	116.32	13.713	278.193	1 911.93	4.14	OK	3.19	OK
20	115.243	16.186	301.326	1 911.93	3.82	OK	2.94	OK
21	128.215	16.186	301.326	1 911.93	3.78	OK	2.91	OK
21	127.14	18.688	326.136	1 911.93	3.48	OK	2.69	OK
22	140.113	18.688	326.136	1 911.93	3.45	OK	2.66	OK
22	138.949	21.236	353.531	1 911.93	3.17	OK	2.45	OK
23	151.921	21.236	353.531	1 911.93	3.14	OK	2.42	OK
23	150.458	23.857	384.68	1 911.93	2.88	OK	2.22	OK
24	163.43	23.857	384.68	1 911.93	2.85	OK	2.20	OK
24	161.74	26.554	419.616	1 911.93	2.61	OK	2.01	OK
25	174.712	26.554	419.616	1 911.93	2.58	OK	1.99	OK

Tabla 5

Coefficiente de capacidad de carga para vigas interiores bajo momentos

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A MOMENTO PARA LAS VIGAS INTERIORES								
Layout Line Distance	M (DC)	M (DW)	M (LL+IM)	Carga Nominal	RF OPERACIÓN		RF INVENTARIO	
(m)	(kN,m)	(kN,m)	(kN,m)	(kN,m)	-		-	
0	42.8609	-12.6849	256.1848	4 013.59	10.34	OK	7.98	OK
1	185.655	12.3033	377.8653	4 013.59	6.59	OK	5.08	OK
1	186.4305	12.051	379.6364	4 013.59	6.56	OK	5.06	OK
2	320.0296	34.779	593.232	4 013.59	3.95	OK	3.04	OK
2	320.9444	34.3791	589.3666	4 013.59	3.97	OK	3.06	OK
3	445.3014	54.8715	838.5528	4 013.59	2.63	OK	2.03	OK
3	445.9741	54.4046	832.6508	4 013.59	2.64	OK	2.04	OK
4	560.858	72.7139	1072.478	4 013.59	1.94	OK	1.49	OK
4	561.2625	72.2006	1066.203	4 013.59	1.95	OK	1.50	OK
4	666.5779	88.367	1275.675	4 013.59	1.54	OK	1.19	OK
4	666.8474	87.8155	1268.951	4 013.59	1.55	OK	1.19	OK
5	762.5788	101.8692	1448.154	4 013.59	1.28	OK	0.99	FALLA
5	762.7284	101.3456	1440.878	4 013.59	1.29	OK	0.99	FALLA
6	848.7866	113.3502	1592.677	4 013.59	1.11	OK	0.85	FALLA
6	848.7329	112.9547	1587.366	4 013.59	1.11	OK	0.86	FALLA
7	918.5435	124.9799	1738.636	4 013.59	0.97	FALLA	0.75	FALLA
7	918.3294	124.718	1735.248	4 013.59	0.97	FALLA	0.75	FALLA
8	978.3891	134.7388	1858.133	4 013.59	0.87	FALLA	0.67	FALLA
8	978.2062	134.519	1855.392	4 013.59	0.87	FALLA	0.67	FALLA
9	1028.5295	142.5171	1958.957	4 013.59	0.80	FALLA	0.62	FALLA
9	1028.4782	142.2952	1956.061	4 013.59	0.80	FALLA	0.62	FALLA
10	1069.0065	148.2884	2031.777	4 013.59	0.75	FALLA	0.58	FALLA
10	1069.0797	148.0772	2028.964	4 013.59	0.75	FALLA	0.58	FALLA
11	1099.7902	152.0773	2074.551	4 013.59	0.72	FALLA	0.55	FALLA
11	1100.0609	151.8345	2071.201	4 013.59	0.72	FALLA	0.55	FALLA
11	1120.9701	153.8463	2086.919	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
11	1121.332	153.6242	2083.658	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
12	1132.3479	153.7062	2073.646	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA

(Continuada)

Tabla 5

Coeficiente de capacidad de carga para vigas interiores bajo momentos (Continuada)

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A MOMENTO PARA LAS VIGAS INTERIORES								
Layout Line Distance	M (DC)	M (DW)	M (LL+IM)	Carga Nominal	RF OPERACIÓN		RF INVENTARIO	
(m)	(kN,m)	(kN,m)	(kN,m)	(kN,m)	-		-	
12	1132.5636	153.6313	2071.8	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
13	1124.5893	154.8343	2092.723	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
13	1124.6646	154.9045	2094.279	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
14	1106.7696	154.1865	2097.142	4 013.59	0.71	FALLA	0.54	FALLA
14	1106.9554	154.2705	2098.679	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
15	1079.2045	151.5814	2072.62	4 013.59	0.73	FALLA	0.56	FALLA
15	1079.6201	151.6225	2073.404	4 013.59	0.73	FALLA	0.56	FALLA
16	1041.9697	146.9662	2018.122	4 013.59	0.77	FALLA	0.59	FALLA
16	1042.5591	147.0012	2018.673	4 013.59	0.77	FALLA	0.59	FALLA
17	995.0052	140.3747	1933.938	4 013.59	0.83	FALLA	0.64	FALLA
17	995.8106	140.3801	1933.946	4 013.59	0.83	FALLA	0.64	FALLA
18	938.3882	131.7735	1826.68	4 013.59	0.91	FALLA	0.70	FALLA
18	871.9376	121.2499	1698.819	4 013.59	1.02	OK	0.79	FALLA
18	872.7019	121.4284	1701.149	4 013.59	1.02	OK	0.79	FALLA
19	781.1542	110.8401	1574.037	4 013.59	1.16	OK	0.90	FALLA
19	781.7412	111.1687	1578.477	4 013.59	1.16	OK	0.89	FALLA
20	678.9682	98.3369	1419.375	4 013.59	1.37	OK	1.05	OK
20	679.5081	98.6847	1424.136	4 013.59	1.36	OK	1.05	OK
21	565.6046	83.5396	1226.988	4 013.59	1.68	OK	1.29	OK
21	566.0527	83.8461	1231.454	4 013.59	1.67	OK	1.29	OK
22	441.0164	66.3594	994.2397	4 013.59	2.21	OK	1.70	OK
22	441.1393	66.6348	998.8536	4 013.59	2.20	OK	1.69	OK
23	305.0539	46.7643	717.6993	4 013.59	3.26	OK	2.52	OK
23	304.7843	46.997	722.1951	4 013.59	3.24	OK	2.50	OK
24	157.9297	24.674	389.5189	4 013.59	6.42	OK	4.96	OK
24	157.5664	24.81	391.9237	4 013.59	6.38	OK	4.93	OK
25	0.1549	-0.0367	1.3809	4 013.59	1 937.59	OK	1 494.72	OK

Tabla 6

Coeficiente de capacidad de carga para vigas exteriores bajo fuerzas cortantes

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A FUERZA CORTANTE PARA LAS VIGAS EXTERIORES								
Layout Line Distance	V (DC)	V (DW)	V (LL+IM)	Carga Nominal	RF OPERACIÓN		RF INVENTARIO	
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	-		-	
0	-198.972	-18.655	44.419	1 911.93	33.31	OK	25.70	OK
1	-185.527	-18.655	44.419	1 911.93	33.03	OK	25.48	OK
1	-183.812	-17.797	42.288	1 911.93	34.63	OK	26.72	OK
2	-170.367	-17.797	42.288	1 911.93	34.34	OK	26.49	OK
2	-168.706	-16.911	40.924	1 911.93	35.42	OK	27.33	OK
3	-155.261	-16.911	40.924	1 911.93	35.12	OK	27.09	OK
3	-153.863	-15.965	41.385	1 911.93	34.67	OK	26.75	OK
4	-140.417	-15.965	41.385	1 911.93	34.37	OK	26.51	OK
4	-139.128	-14.973	43.917	1 911.93	32.34	OK	24.94	OK
4	-125.682	-14.973	43.917	1 911.93	32.05	OK	24.73	OK
4	-124.411	-13.947	47.294	1 911.93	29.71	OK	22.92	OK
5	-110.965	-13.947	47.294	1 911.93	29.45	OK	22.72	OK
5	-109.795	-12.848	52.262	1 911.93	26.61	OK	20.53	OK
6	-96.349	-12.848	52.262	1 911.93	26.37	OK	20.34	OK
6	-100.695	-9.394	53.503	1 911.93	25.76	OK	19.87	OK
7	-87.25	-9.394	53.503	1 911.93	25.53	OK	19.69	OK
7	-86.168	-8.245	59.844	1 911.93	22.79	OK	17.58	OK
8	-72.723	-8.245	59.844	1 911.93	22.58	OK	17.42	OK
8	-71.625	-7.116	66.266	1 911.93	20.36	OK	15.70	OK
9	-58.179	-7.116	66.266	1 911.93	20.17	OK	15.56	OK
9	-57.147	-5.967	73.174	1 911.93	18.23	OK	14.07	OK
10	-43.702	-5.967	73.174	1 911.93	18.06	OK	13.93	OK
10	-42.696	-4.805	80.798	1 911.93	16.33	OK	12.60	OK
11	-29.251	-4.805	80.798	1 911.93	16.18	OK	12.48	OK
11	-28.227	-3.637	88.554	1 911.93	14.73	OK	11.37	OK
11	-14.781	-3.637	88.554	1 911.93	14.59	OK	11.26	OK
11	-13.861	-2.403	96.594	1 911.93	13.36	OK	10.30	OK
12	-0.416	-2.403	96.594	1 911.93	13.23	OK	10.20	OK

(Continuada)

Tabla 6

Coefficiente de capacidad de carga para vigas exteriores bajo fuerzas cortantes
(Continuada)

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A FUERZA CORTANTE PARA LAS VIGAS EXTERIORES								
Layout Line Distance	V (DC)	V (DW)	V (LL+IM)	Carga Nominal	RF OPERACIÓN		RF INVENTARIO	
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	-		-	
12	-7.884	2.304	124.844	1 911.93	10.25	OK	7.91	OK
13	5.562	2.304	124.844	1 911.93	10.15	OK	7.83	OK
13	6.45	3.548	135.602	1 911.93	9.33	OK	7.19	OK
14	19.896	3.548	135.602	1 911.93	9.23	OK	7.12	OK
14	20.858	4.735	145.789	1 911.93	8.57	OK	6.61	OK
15	34.304	4.735	145.789	1 911.93	8.49	OK	6.55	OK
15	35.216	5.927	156.96	1 911.93	7.87	OK	6.07	OK
16	48.662	5.927	156.96	1 911.93	7.79	OK	6.01	OK
16	49.57	7.115	168.295	1 911.93	7.25	OK	5.60	OK
17	63.015	7.115	168.295	1 911.93	7.18	OK	5.54	OK
17	63.963	8.292	179.683	1 911.93	6.71	OK	5.18	OK
18	77.409	8.292	179.683	1 911.93	6.64	OK	5.13	OK
18	78.285	9.509	191.529	1 911.93	6.22	OK	4.80	OK
18	85.099	13.746	234.302	1 911.93	5.04	OK	3.89	OK
19	99.419	13.746	234.302	1 911.93	4.98	OK	3.84	OK
19	100.395	15.002	248.824	1 911.93	4.68	OK	3.61	OK
20	114.715	15.002	248.824	1 911.93	4.63	OK	3.57	OK
20	115.793	16.184	262.846	1 911.93	4.37	OK	3.37	OK
21	130.113	16.184	262.846	1 911.93	4.32	OK	3.33	OK
21	131.188	17.336	276.676	1 911.93	4.10	OK	3.16	OK
22	145.508	17.336	276.676	1 911.93	4.05	OK	3.12	OK
22	146.672	18.442	289.874	1 911.93	3.86	OK	2.98	OK
23	160.992	18.442	289.874	1 911.93	3.81	OK	2.94	OK
23	162.455	19.475	303.847	1 911.93	3.63	OK	2.80	OK
24	176.775	19.475	303.847	1 911.93	3.59	OK	2.77	OK
24	178.466	20.432	318.041	1 911.93	3.42	OK	2.64	OK
25	192.786	20.432	318.041	1 911.93	3.38	OK	2.60	OK

Tabla 7
Coefficiente de capacidad de carga para vigas exteriores bajo momentos

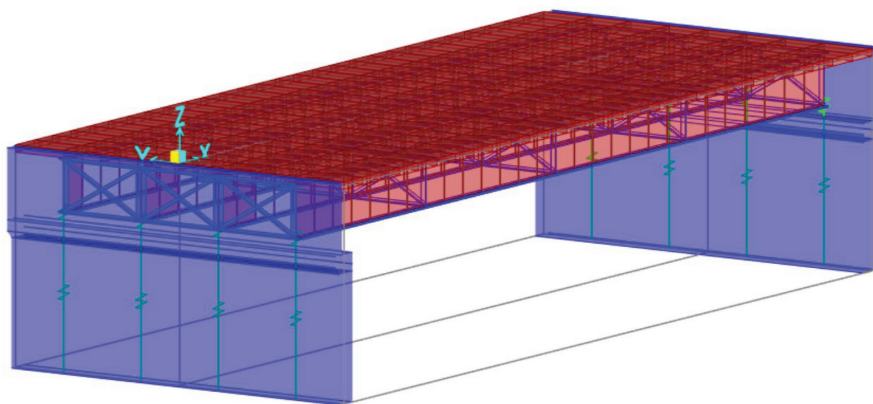
EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A MOMENTO PARA LAS VIGAS EXTERIORES								
Layout Line Distance	M (DC)	M (DW)	M (LL+IM)	Carga Nominal	RF OPERACIÓN		RF INVENTARIO	
(m)	(kN,m)	(kN,m)	(kN,m)	(kN,m)	-		-	
0	-42.8609	12.6849	745.7644	4 013.59	3.62	OK	2.79	OK
1	126.0441	29.0749	714.9971	4 013.59	3.53	OK	2.73	OK
1	125.2686	29.3272	722.0668	4 013.59	3.50	OK	2.70	OK
2	280.8546	44.9631	796.289	4 013.59	2.97	OK	2.29	OK
2	279.9398	45.363	805.0766	4 013.59	2.94	OK	2.27	OK
3	422.2537	60.2203	926.4134	4 013.59	2.39	OK	1.85	OK
3	421.5809	60.6872	934.21	4 013.59	2.37	OK	1.83	OK
4	550.8539	74.7134	1070.6	4 013.59	1.95	OK	1.50	OK
4	550.4493	75.2267	1077.944	4 013.59	1.93	OK	1.49	OK
4	666.7767	88.3816	1223.892	4 013.59	1.60	OK	1.24	OK
4	666.5072	88.9331	1231.4	4 013.59	1.59	OK	1.23	OK
5	769.9043	101.1864	1388.408	4 013.59	1.33	OK	1.03	OK
5	769.7547	101.71	1393.782	4 013.59	1.33	OK	1.02	OK
6	860.3109	112.9982	1542.091	4 013.59	1.14	OK	0.88	FALLA
6	860.3646	113.3937	1545.861	4 013.59	1.13	OK	0.87	FALLA
7	942.9264	121.6471	1657.196	4 013.59	1.01	OK	0.78	FALLA
7	943.1405	121.9091	1659.211	4 013.59	1.00	OK	0.78	FALLA
8	1012.9391	129.1526	1757.17	4 013.59	0.91	FALLA	0.70	FALLA
8	1013.122	129.3724	1758.714	4 013.59	0.91	FALLA	0.70	FALLA
9	1070.1429	135.6245	1849.533	4 013.59	0.83	FALLA	0.64	FALLA
9	1070.1941	135.8464	1851.073	4 013.59	0.83	FALLA	0.64	FALLA
10	1114.4958	141.0891	1928.44	4 013.59	0.77	FALLA	0.59	FALLA
10	1114.4227	141.3003	1929.748	4 013.59	0.77	FALLA	0.59	FALLA
11	1146.0281	145.522	1991.777	4 013.59	0.73	FALLA	0.56	FALLA
11	1145.7573	145.7647	1993.504	4 013.59	0.73	FALLA	0.56	FALLA
11	1164.6499	148.9605	2038.197	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
11	1164.2881	149.1825	2039.673	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
12	1170.5599	151.2938	2065.101	4 013.59	0.69	FALLA	0.53	FALLA

(Continuada)

Tabla 7

Coefficiente de capacidad de carga para vigas exteriores bajo momentos
(Continuada)

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A MOMENTO PARA LAS VIGAS EXTERIORES								
Layout Line Distance	M (DC)	M (DW)	M (LL+IM)	Carga Nominal	RF OPERACIÓN		RF INVENTARIO	
(m)	(kN,m)	(kN,m)	(kN,m)	(kN,m)	-		-	
12	1170.3442	151.3687	2064.822	4 013.59	0.69	FALLA	0.53	FALLA
13	1171.3641	149.3447	2042.51	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
13	1171.2888	149.2745	2040.017	4 013.59	0.70	FALLA	0.54	FALLA
14	1159.7152	146.1575	2019.272	4 013.59	0.71	FALLA	0.55	FALLA
14	1159.5294	146.0734	2016.65	4 013.59	0.71	FALLA	0.55	FALLA
15	1135.2976	141.9131	1978.134	4 013.59	0.74	FALLA	0.57	FALLA
15	1134.882	141.872	1976.079	4 013.59	0.74	FALLA	0.57	FALLA
16	1098.0357	136.6647	1918.666	4 013.59	0.79	FALLA	0.61	FALLA
16	1097.4463	136.6297	1916.849	4 013.59	0.79	FALLA	0.61	FALLA
17	1047.9894	130.3784	1840.597	4 013.59	0.85	FALLA	0.65	FALLA
17	1047.184	130.373	1839.178	4 013.59	0.85	FALLA	0.65	FALLA
18	985.0814	123.0875	1749.997	4 013.59	0.93	FALLA	0.72	FALLA
18	984.1781	123.0596	1748.246	4 013.59	0.93	FALLA	0.72	FALLA
18	908.7286	114.5263	1643.975	4 013.59	1.04	OK	0.80	FALLA
19	822.4003	101.664	1481.321	4 013.59	1.22	OK	0.94	FALLA
19	821.8133	101.3354	1476.942	4 013.59	1.22	OK	0.94	FALLA
20	721.1723	87.2975	1288.54	4 013.59	1.48	OK	1.14	OK
20	720.6323	86.9497	1284.345	4 013.59	1.49	OK	1.15	OK
21	605.5838	71.8061	1074.385	4 013.59	1.89	OK	1.46	OK
21	605.1357	71.4996	1069.729	4 013.59	1.90	OK	1.47	OK
22	475.6819	55.2784	842.0142	4 013.59	2.58	OK	1.99	OK
22	475.559	55.0031	837.9485	4 013.59	2.59	OK	2.00	OK
23	331.6164	37.7467	583.7951	4 013.59	3.99	OK	3.07	OK
23	331.8859	37.514	579.9776	4 013.59	4.01	OK	3.09	OK
24	173.1744	19.291	301.5876	4 013.59	8.27	OK	6.38	OK
24	173.5378	19.155	298.7845	4 013.59	8.35	OK	6.44	OK
25	-0.1549	0.0367	1.9092	4 013.59	1 401.54	OK	1 081.19	OK

Figura 6*Modelo estructural del puente sobre la quebrada CHALGUAYACU*

superior a 1, en el Nivel de Inventario como en el Nivel Operacional, no es necesario implementar medidas adicionales de reforzamiento estructural, siguiendo los lineamientos establecidos en el Manual for Bridge Evaluation (MBE).

No obstante, para aquellas secciones donde el RF se encuentra por debajo de 1, es imperativo considerar la implementación de restricciones vehiculares. Estas restricciones tienen como objetivo principal limitar la carga que actúa sobre la estructura, minimizando así el riesgo de fallo estructural y garantizando la integridad y durabilidad del puente a largo plazo.

4. Conclusiones

La relación entre las respuestas obtenidas por los cálculos estructurales basados en el método proporcionado por la AASHTO y los datos presentados en los planos del puente Quebrada Chalguyacu revelan discrepancias significativas en los momentos y esfuerzos cortantes que actúan sobre los elementos estructurales. Estas diferencias pueden atribuirse a la evolución de los parámetros de diseño que no se consideraban en la época de la construcción del puente, pero que son esenciales en la actualidad. Este hallazgo subraya la necesidad de revisar y actualizar los planos estructurales para que reflejen con mayor precisión las condiciones y requisitos actuales del puente.

En los conectores de corte la comparación entre los planos originales del puente Chalguyacu y los resultados obtenidos mediante la metodología AASHTO revela una sobreestimación en la cantidad de conectores en el diseño original, sugiriendo un enfoque conservador del ingeniero diseñador, no obstante, esto subraya la importancia de actualizar los diseños estructurales conforme a normativas modernas para garantizar la seguridad y eficiencia.

Los resultados indican que, en vigas interiores y exteriores, los esfuerzos cortantes actuantes están dentro de los límites de resistencia evaluados, indicando una capacidad adecuada para soportar cargas. Sin embargo, en estos mismos elementos se identificaron fallas en la resistencia a momento, lo que sugiere la necesidad de evaluar y reforzar las secciones. En Diafragmas se evaluó la resistencia a compresión y tensión, en donde los resultados fueron favorables, puesto que se encontraban dentro de un límite adecuado.

La modelación del puente sobre la Quebrada Chalguyacu mediante el software CSI Bridge proporcionó resultados consistentes con la metodología de la AASHTO, mostrando diagramas de esfuerzo cortante y momento flector para vigas interiores y exteriores. También, se determinó el período de vibración del puente, lo que contribuye a una mejor comprensión de su comportamiento estructural. La aplicación del método LRFR reveló que la mayoría de las secciones estructurales del puente Chalguyacu cumplen con los criterios de capacidad de carga establecidos por el MBE, sin embargo, para garantizar la integridad y durabilidad del puente, se recomienda implementar restricciones vehiculares en aquellas secciones con un Factor de Capacidad de Carga inferior a 1.

Debido a la ubicación de la barrera de protección, que se encuentra dentro de la viga de borde, se distribuye sus cargas a lo largo de esta viga y no al voladizo, evitando así momentos adicionales por fuerzas de tensión axial y flexión en el voladizo debido al choque de un vehículo contra la barrera. Esta ubicación optimiza la distribución de cargas, reduce el riesgo de sobrecarga en el voladizo y mejora la precisión del análisis estructural, garantizando la seguridad y durabilidad del puente. La ubicación de la barrera en ese lugar, y no en el borde del puente, es con el objetivo de proteger los peatones que caminan por la acera.

La evaluación detallada destacó que las vigas longitudinales son el elemento estructural que requiere atención debido a su poca resistencia a cargas de momento. Al ser un puente extenso de 25 metros de longitud, las secciones de las vigas especialmente el espesor del alma (8mm) resultan insuficientes, pues no son las más recomendables para cumplir con las especificaciones de diseño actuales, por lo que es necesario realizar reforzamientos en estos miembros.

Este proyecto no solo contribuye a la evaluación y mejora del puente sobre la quebrada Chalguyacu, sino que también aporta valiosas lecciones y metodologías que pueden ser aplicadas a otros puentes en la región. Además, la integración de herramientas avanzadas como el programa CSI Bridge y el enfoque detallado en la comparación con normativas internacionales amplía el alcance de la investigación, ofreciendo directrices claras y prácticas para ingenieros civiles. Con estas contribuciones se prevé mejorar la seguridad, durabilidad y eficiencia del puente y de puentes similares.

Referencias

- AASHTO. (2020). "LRFD Bridge Design Specifications," *American Association of State Highway and Transportation Officials, 9th Edition, Washington DC, USA*.
- AASHTO MBE (2020). "The Manual for Bridge Evaluation (MBE)", *3rd Edition, Washington DC, USA*.
- Ahmad, D., Gáspar, L., Bencze, Z., Maya, R. (2024). "Bridges in the context of scientific articles or recent scientific journals", *Revista MDPI Sustainability*, 16(3), 1242, <https://doi.org/10.3390/su16031242>
- Benavides, J., Díaz, M., Hernández, L. y Mora, E. (2022). "Evaluación estructural de un puente en la ruta Spondylus del Ecuador", *Revista Ciencia y Construcción*, 3(3):6-18
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). "Bridge engineering handbook", *Second edition., Five Volume Set, CRC Press*.
- CSI Bridge, versión de prueba (2024). "Software", *Computers and Structures, Inc.*, <https://www.csiamerica.com/products/csibridge>
- Galarza, B., Llumiquinga, M., Hernández, L., Mora, E., Molina, M. (2024). "Evaluación estructural de un puente sobre un río en la costa ecuatoriana", *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 7(1): 55-87

- Ghosn, M., Sivakumar, B., y Miao, F. (2011). "Load and Resistance Factor Rating (LRFR) in New York State - Volume I, Final Report", *University Transportation Research Center - Region 2, The City College of New York/CUNY, USA*.
- Jauregui, H. (2019). "Directrices para la inspección y evaluación de puentes de la red vial estatal", *Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Dirección de conservación del transporte, Ecuador*.
- Mediavilla, J. C., Hernández, L. y Molina, M. (2023). "Reforzamiento de la superestructura de un puente tipo viga losa de hormigón armado", *Revista Ciencia y Construcción*, 4(4):23-34.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú (2006). "Guía para Inspección de Puentes", *Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Perú*.
- Muñoz, E., y Gómez, D. (2013). "Análisis de la Evolución de Daños en los Puentes de Colombia", *Revista Ingeniería de Construcción*, 28(1):37-62, Chile.
- NEC-SE-CG. (2024). "Cargas Generales", *Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador*.
- NEC-SE-DS. (2015). "Peligro sísmico diseño sismo resistente", *Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador*.
- NEVI-12. (2013). "Especificaciones Generales Para la Construcción de Caminos y Puentes" (Vol. III). *Quito, Ecuador*.
- Núñez, J. (2014). "Comportamiento y seguridad estructural de puentes vehiculares mediante el análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles", *Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Tungurahua, Ecuador*.
<https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/10044>
- Rodríguez, M. K. (2019). "Diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa hasta 20m de luz, en el distrito de Chilca", *Universidad Continental, Huancayo, Perú: Repositorio Institucional Continental*.
<https://hdl.handle.net/20.500.12394/5486>
- Rodríguez Serquén, A. (2022). "Puentes con AASHTO LRFD 2020", *9na Edición, Perú*.