


**CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE
PROYECTO DE GRADUACIÓN**


Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Giannina Ortiz Quesada, Ing. Ángel Navarro Mora, Ing. Hugo Navarro Serrano, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



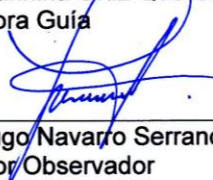
Ing. Gustavo Rojas Moya.
Director



Ing. Ángel Navarro Mora.
Profesor Lector



Ing. Giannina Ortiz Quesada.
Profesora Guía



Ing. Hugo Navarro Serrano.
Profesor Observador

CARTA DEL FILÓLOGO

San José, 18 de junio de 2018

Señores

Escuela de Ingeniería en Construcción

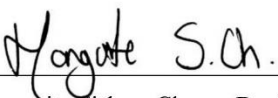
Instituto Tecnológico de Costa Rica

Estimados señores:

He revisado y corregido en todos los extremos filológicos: la redacción, la ortografía, la puntuación, la morfología, la sintaxis y los vicios del lenguaje de la tesis denominada “**Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de puentes**”, presentada por el estudiante Darnel Gerardo Bolaños Ávila, para optar por el grado académico de **Licenciatura en Ingeniería en Construcción**.

Con las correcciones realizadas en este trabajo de investigación, esta tesis es un documento con valor filológico y cumple con los requisitos necesarios para ser presentada y defendida como Trabajo Final de Graduación, ante las autoridades universitarias correspondientes.

Atentamente,



Margarita Sirlene Chaves Bonilla

Filóloga

Cédula # 2 0717 0620

Carné afiliado # 231 “Asociación Costarricense de Filólogos”

Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de puentes

Abstract

The objective of the present work is to show the methodology to perform a reliability analysis in a prestressed concrete girder bridge, based on deformation data obtained from a diagnostic load test.

It was developed three performance indicators: reliability index, probability of failure and probability of survivor. Besides, was calculated the load rating to make a comparison between both methods in terms of safety. Both were calculated with two limit states: flexural failure and stress.

The distribution function and statistical parameters of the random variables were based on the theory (since there is not physical tests for materials) and processed using the Monte Carlo simulation. The software Minitab 18® was used to the statistical analysis.

The structural model of the bridge was elaborated using the software CSi Bridge 2019, based on the As-Built drawings.

The results indicate that the studied bridge has an excellent condition of safety for both approaches, probabilistic and deterministic, and satisfy the international normative standards from AASHTO.

Also were identified different benefits from the implementation of the diagnostic load test, for example the real behavior of the structure with the external forces.

Keywords: *structural reliability, diagnostic load test, bridge, load rating, Monte Carlo simulation.*

Resumen

El presente trabajo, tiene por objetivo mostrar la metodología para realizar un análisis de confiabilidad en un puente viga-losa de concreto presforzado con los datos de deformación de vigas obtenidos de una prueba de carga de diagnóstico.

Para esto se desarrollaron tres indicadores de desempeño: índice de confiabilidad, probabilidad de falla y probabilidad de supervivencia. Asimismo, se calculó el 'Load Rating' para efectuar una comparación de los métodos con respecto a la seguridad. Ambos fueron calculados con dos estados límites: falla por flexión y esfuerzos de trabajo.

La función de distribución y parámetros estadísticos de las variables aleatorias fueron basados en la teoría (por la carencia de pruebas físicas en los materiales) y procesados utilizando la simulación de Monte Carlo. El software Minitab 18® fue empleado para el análisis estadístico.

El modelo estructural del puente fue elaborado en el software CSi Bridge 2019, con base en los planos As-Built.

Los resultados indican que el puente estudiado se encuentra en una condición de seguridad excelente tanto para el enfoque probabilístico como el determinístico y cumple con los estándares normativos internacionales de la AASHTO.

De igual manera, se identifican diferentes beneficios de la ejecución de la prueba de carga de diagnóstico, como el comportamiento real de la estructura ante las cargas.

Palabras clave: *confiabilidad estructural, prueba de carga de diagnóstico, puente, Load Rating, simulación de Monte Carlo.*

Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de puentes

Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de puentes

DARNEL GERARDO BOLAÑOS ÁVILA

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Julio del 2018

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio.....	1
Resumen Ejecutivo	2
Introducción.....	4
Marco Teórico.....	6
Metodología	26
Resultados	35
Análisis de resultados.....	49
Conclusiones	55
Recomendaciones	57
Apéndices.....	58
Anexos	59
Bibliografía	60

Prefacio

En el ámbito de la construcción en Costa Rica, es común tener un control reglamentario en las fases de diseño y construcción de una estructural civil o edificación. Sin embargo, en diversas ocasiones se deja de lado la fase de mantenimiento de las estructuras, e incluso, no se tiene la seguridad de si el comportamiento mecánico de la estructura construida coincide con el previsto en el diseño.

Las pruebas de carga de diagnóstico se convierten en una alternativa para coadyuvar a esas problemáticas, al permitir obtener datos que describen el comportamiento real de la estructura, que puede verse afectado tanto positiva como negativamente por diferentes factores que no son tomados en cuenta en el modelo teórico d'el diseño debido a su complejidad o imposibilidad de calcular su efecto; o simplemente por cambios o errores en la fase constructiva que pudiesen cambiar el comportamiento del puente.

En Costa Rica, este tipo de prueba se ha ido popularizando entre los encargados de los puentes en los últimos años, donde el programa e-Bridge del Tecnológico de Costa Rica es pionero. Pero aún no se ha implementado por norma o herramienta estandarizada para el mantenimiento por parte de las instituciones públicas gestores de la salud de estas estructuras.

El presente trabajo plantea un uso además de la verificación del comportamiento de la estructura por medio de las pruebas de carga. Se propone el cálculo de índices de desempeño estructural en puentes. Estos permiten realizar un análisis estadístico y probabilístico de carga-resistencia para determinar la confiabilidad que tiene la resistencia de las vigas y garantizar que el sistema posee o carece de un margen de

seguridad probabilístico; lo que a su vez da paso a tomar acciones críticas de mantenimiento, rehabilitación o reconstrucción; con un respaldo.

Adicionalmente, se realiza el cálculo de la capacidad de carga viva, con el fin de demostrar un análisis completo de la condición del puente de caso de estudio; y por tanto sacar el mayor provecho a la prueba de carga.

Agradecimientos

Este trabajo está dedicado especialmente a la memoria de mi abuelo Rafael Ángel Bolaños, que junto a mi abuela Zelmira Briceño, siempre me alentaron a continuar y me concedieron su apoyo continuo e incondicional en todas las decisiones que tomé y a lo largo de toda mi vida.

A mis padres Martha Ávila Esquivel y Gunar Bolaños Briceño por su soporte principalmente moral, pero también económico y, además por siempre creer en mí, en mi superación como persona y futuro profesional. Asimismo a mis hermanos Gunnar Bolaños Ávila y Sharon Bolaños Ávila, que siempre han estado a mi lado para cualquier situación favorable y adversa.

A mis amigos Stiven Hernández, Érika López y Alberto Vindas, por su confianza y apoyo durante este proceso.

A todos los profesores que participaron en mi formación. Especialmente a mi profesora guía, la ingeniera Gianinna Ortiz Quesada, que me cedió su tiempo, dedicación y orientación en todo momento del desarrollo del proyecto. Además de los ingenieros Miguel Peralta y Ángel Navarro, por su ayuda en los temas de mecánica y modelado de la estructura.

¹ **Nota:** Minitab® y todas las otras marcas registradas y logos para los productos de la Compañía y otros servicios son de la exclusiva propiedad de Minitab Inc. Y otras marcas

referenciadas permanecen en la propiedad de sus respectivos dueños.

Resumen Ejecutivo

El presente trabajo propone una metodología para efectuar un análisis de confiabilidad en un puente viga-losa de concreto presforzado con base en la ejecución de una prueba de carga de diagnóstico.

Este análisis, tiene por objetivo determinar el nivel de seguridad del puente desde un enfoque probabilístico tomando en cuenta la variación que puede darse en las variables críticas que intervienen en el cálculo de dos estados límites: falla por flexión y esfuerzos de trabajo. En adición, para comparar la efectividad del método propuesto, se calculó el 'Load Rating', el cual es la manera más utilizada para el cálculo de la seguridad en un puente; que no obstante, se debe contemplar que es un método determinístico.

Este proyecto fue planteado pensando en la problemática que existe en Costa Rica, puesto que se tiene un desconocimiento sobre el comportamiento estructural de los puentes y cómo pueden ser afectados en su vida útil por factores como envejecimiento de los materiales o condiciones ambientales y humanas. Esto implica que en recurrentes ocasiones no se le dé el mantenimiento en el momento necesario a estas estructuras, debido a que se tiene cierta cultura de que si el puente no presenta daños significativos y evidentes, que comprometa la estructura, esta no debe ser intervenida.

Sin embargo, este pensamiento suele apuntar a una administración deficiente, a causa de que no siempre los daños severos son advertidos con tiempo, lo que puede generar el colapso y; por consiguiente se incurre en mayores gastos de los fondos que el mantenimiento de la estructura.

La metodología que se muestra, describe como a través de una prueba de carga de diagnóstico no destructiva, es posible generar datos aleatorios para el cálculo de tres índices de desempeño que describen el comportamiento en

términos de seguridad del puente antes las cargas y su capacidad probabilística de soportarlas. Estos indicadores son: índice de confiabilidad, probabilidad de falla y probabilidad de supervivencia.

Se empleó el puente sobre el Río Peje ubicado en Siquirres, como caso de estudio para la determinación de los parámetros. En 2017 (aproximadamente un año después de finalizada la construcción del puente) se le efectuó una prueba de carga de diagnóstico para verificar el funcionamiento del diseño estructural. Fueron evaluados dos casos de carga: con las vagonetas ubicadas en la mitad del claro (Caso I) y con las dos vagonetas ubicadas en el carril derecho (Caso II).

Se hizo uso de la simulación de Monte Carlo para la generación de datos aleatorios para las variables críticas, a través de parámetros estadísticos basados en la teoría, con el fin de simular un rango por errores en la construcción o eventual desgaste en el tiempo que reduzca las propiedades de resistencia. El análisis estadístico y probabilístico se hizo en el software Minitab 18®.

Asimismo se elaboró un modelo estructural del puente en el software CSi Bridge 2019, para determinar los valores teóricos de deformación y compararlos con los medidos en campo.

Los resultados señalan que para el Caso I, las deformaciones medidas fueron menores que las teóricas, lo que indica que para tal condición de carga, el puente posee una mejor comportamiento que el esperado. Por otro lado, el Caso II reveló deformaciones mayores que las teóricas, lo que advierte sobre un comportamiento más crítico ante esa configuración.

Para ambos casos de carga, los índices de confiabilidad cumplieron con el estándar

establecido por la AASHTO ($\beta = 9.0$), siendo el índice de confiabilidad más crítico de $\beta = 23.7689$. Además la probabilidad de supervivencia para todas las vigas del puente es del 100%, puesto que la probabilidad de falla es tendiente a 0%.

De igual manera, los 'Load Rating', que fueron calculados a partir de un camión HS-20, y calibrados con la prueba de carga de diagnóstico, cumplieron con límite de la AASHTO ($RT_p \geq 1.0$), siendo el valor más crítico de $RT_p = 1.474$.

Se concluyó que para ambos métodos evaluados, el puente del caso de estudio presenta un nivel de seguridad excelente para las cargas impuestas en la prueba de diagnóstico. Además de los beneficios que se pueden obtener de esta prueba, evidenciando las diferencias entre las deformaciones del modelo teórico y las medias en campo; lo que se puede traducir en un mejor entendimiento del comportamiento del puente.

Se recomienda no realizar este análisis probabilístico para puentes cuyo objetivo de aplicación de prueba de carga es verificar el diseño estructural; debido a que a la edad del puente en la que se ejecuta la prueba, éste puede que no haya sufrido daños y se encuentre en óptimas condiciones, por lo que no es aconsejable realizar el cálculo largo y complejo si se puede estimar que la probabilidad de falla es ínfima. Esto es constatable en este trabajo, ya que el puente no presenta deformaciones ni esfuerzos internos que ameriten este tipo de análisis. Es recomendable para puentes en fase de construcción, cuya resistencia no está completamente desarrollada o para puentes envejecidos o con indicios de daños que puedan afectar el desempeño estructural (corrosión, colisión de vehículos, agrietamiento severo, pérdida de sección, entre otros).

Introducción

Los puentes están continuamente afectados por las severas condiciones ambientales, envejecimiento de los materiales e impactos de vehículos; estas condiciones pueden afectar y disminuir la resistencia estructural. En Costa Rica se tiene una falta de conocimiento sobre la capacidad estructural y funcionalidad de los puentes construidos en el país debido a una falta de gestión del estado en estas estructuras, esto se ha dejado en evidencia en los colapsos de puentes por sobrecargas vivas o por eventos naturales (Murillo & Castillo, 2014). Actualmente el país solo cuenta con un 'Manual de Inspección de Puentes' del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) para la valoración de daños en estas estructuras. Esta valoración se realiza por medio de *inspecciones* visuales que se basan en datos cualitativos y cuantitativos (comparaciones numéricas con valores normados para daños visuales). Es decir, no se cuenta con prácticas normadas (e implementadas) a nivel nacional, que posibiliten la evaluación estructural del puente desde el punto de vista del comportamiento estructural, lo que implica que no se tiene información clara, que establezca medidas de seguridad en caso del comportamiento con base en la carga viva del tráfico (que es mayor cada año), por medio de un programa definitivo sobre la priorización de mantenimiento, reparación o rehabilitación.

Debido al problema planteado, se hace necesario una propuesta que genere mayor información e impacto acerca del comportamiento del puente, como guía para la planificación de los programas de mantenimiento. El implemento de pruebas de carga en los puentes o el monitoreo de salud estructural (MSH) son una opción para determinar el estado del puente de una manera no destructiva y cuyos datos pueden ser utilizados para el cálculo de índices de desempeño y la capacidad de carga viva. Estas cantidades,

pueden ser usadas para una cuantificación del estado 'real' de la estructura, tomando en cuenta los efectos que pueden tener el condiciones ambientales (corrosión, laminación, abrasión, entre otros) y el tiempo en el estado de servicio.

Estados Unidos ha sido uno de los países que se ha encargado del rápido desarrollo en el tema de la gestión y salud de los puentes por medio de la evaluación de confiabilidad a partir del MSH y pruebas de carga; luego de que la Federal Highway Administration (FHWA) iniciara el programa "Long Term Bridge Performance" (LTBP) después del colapso del puente I-35 W en Minneapolis, Minnesota en 2008 (Sanayei et. al., 2016). El MSH y las pruebas de carga se han implementado en diversos estados como Delaware (Shenton et. al., 2014) y Pensilvania (Frangopol et. al., 2008), proveyendo de estudios sumamente valiosos en cuanto al estudio de los índices de desempeño.

En cuanto a Costa Rica, es un tema aún por explorar, donde se ha estado estudiando en programas como "e-Bridge" del Tecnológico de Costa Rica y la Unidad de Puentes del LANAMME de la Universidad de Costa Rica. En 2013 el equipo de "e-Bridge", efectuó una evaluación de la condición del puente sobre río Purires en la Ruta Nacional 1, por medio de una prueba de diagnóstico y con base en los datos, se determinó el índice de confiabilidad, la probabilidad de falla y supervivencia del puente (Ortiz & Picado, 2017). Siendo esta prueba, una de las primeras de este tipo en el país.

Objetivo General

El presente trabajo tiene por objetivo general proponer el uso de índices estructurales y capacidad de carga viva para la evaluación de estructuras de puentes a través del uso de la prueba de carga de diagnóstico.

Objetivos Específicos

- Identificar las variables que pueden afectar el desempeño con respecto al estado límite de falla por flexión y de servicio por esfuerzos de trabajo en las vigas de un puente de concreto presforzado.
- Comparar el análisis de confiabilidad (índices de desempeño) y el método de capacidad de carga viva de la AASHTO para la evaluación de la seguridad del puente.
- Establecer cualitativamente los beneficios obtenidos de la realización de una prueba de carga de diagnóstico.

La teoría y el cálculo se fundamentan en una exhaustiva revisión bibliográfica sobre el tema, especialmente artículos de autores especializados en la materia. Los valores umbrales tanto para los índices de desempeño y capacidad de carga viva, están establecidos por códigos internacionales; para este trabajo se utilizan los de la normativa de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Para el análisis estadístico, se utiliza el software Minitab 18 ®. El modelo teórico del puente del caso de estudio, empleado para la calibración de los parámetros medidos en la prueba, se elabora en el software CSiBridge 2019.

Alcance y limitaciones

El alcance de este proyecto, abarca el análisis estadístico de los datos generados de una prueba de carga de diagnóstico y son comparados con los valores teóricos de un modelo analítico. El trabajo no pretende dar énfasis en inspecciones visuales y ensayos de materiales del puente. Asimismo, cabe destacar que el proyecto se concentra en puentes de viga-losa de concreto; pero se dan recomendaciones de artículos para la investigación de puentes de otros materiales y configuraciones.

En cuanto a las limitaciones de este proyecto, se destaca el que el autor no estuvo presente en el planeamiento ni ejecución de

prueba de carga, por lo que no se pudieron tomar notas personales u observar el procedimiento. Los datos utilizados para la resistencia a la compresión y módulo de elasticidad del concreto de las vigas presforzadas, se basa en los planos 'as-built' suministrados por la Ing. Gianinna Ortiz Quesada, por lo cual no se cuenta con datos estadísticos de pruebas mecánicas al material. No se realizó ningún tipo visita al sitio.

Marco Teórico

Generalidades del puente

Un puente es definido como una estructura con una longitud mayor a 6 metros, construida para salvar una discontinuidad física (río, quebrada, lago, entre otros) (MOPT, 2007.a) y que a su vez posea un pasaje donde transite el tráfico u otras cargas móviles.

Los puentes, por tanto, tienen las siguientes características importantes dentro de un sistema de red vial (Ortiz, 2018):

- Controlar la capacidad del sistema de tránsito (por carriles y por carga de vehículos).
- Posee el costo más alto por kilómetro del sistema.
- Si el puente falla, el sistema falla.

Un puente debe ser seguro, funcional y económico. La seguridad de la estructura es el atributo principal, por lo cual, no puede ser comprometida, siendo continuamente seguro en función de las cargas de diseño (Tang, 2013) que permitan la estabilidad. A partir de esta premisa es donde la evaluación del estado del puente posee un papel fundamental para el mantenimiento y acciones que permitan un correcto desempeño en el ciclo de vida.

Componentes del puente

Los puentes se componen de (MOPT, 2007.a; LANAMME, 2013):

- **Superestructura:** Son elementos estructurales que se encuentran *sobre* los apoyos. Se incluyen: losas, elementos principales (vigas, cerchas, arcos, tirantes de suspensión) y elementos secundarios (diafragmas, viguetas de piso, sistema de arriostamiento y portales). Su función radica en *recibir* las cargas impuestas

sobre el puente y distribuirla hacia los apoyos y de ahí a la subestructura.

- **Subestructura:** Son los elementos que soportan la superestructura. Se incluyen: apoyos, bastiones, pilas y fundaciones. Su función consiste en transmitir las cargas de la superestructura al medio soportante.
- **Acceso de aproximación:** Es la transición entre el puente y la zona a la que provee de continuidad. Se incluye: material de relleno, estructuras de contención, taludes de los accesos, losa de aproximación y drenajes. Su función es la de comunicar el puente con la vía.
- **Accesorios:** Son elementos que no tienen función estructural, pero son vitales para garantizar la funcionalidad del puente. Se incluye: superficie de rodamiento, barreras vehiculares, guardavías, juntas de expansión y dispositivos de señalización.

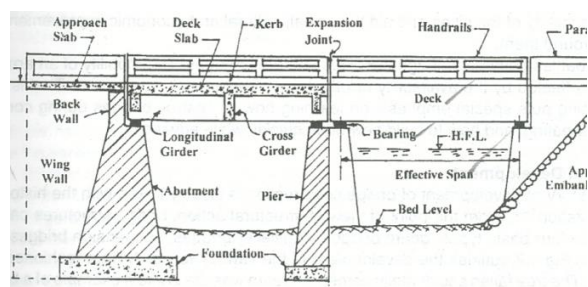


Figura 1. Componentes de un puente.

Fuente: Villarino, 2011.

Pruebas de carga

La prueba de carga “es una observación y medición de la respuesta de un puente sujeto a controladas y predeterminadas cargas sin causar cambios en la respuesta elástica de la estructura” (AASHTO, 2011).

Las pruebas de carga se han convertido a través del tiempo en una herramienta sumamente valiosa y efectiva para los encargados de los puentes, puesto que es utilizada para el monitoreo estructural periódico. Tienen como objetivo principal determinar el desempeño de los componentes o del sistema por medio de métodos de evaluación de confiabilidad numérica y determinación de la capacidad de carga viva real de los puentes, tanto nuevos como existentes.

Mediciones en prueba de carga

Los parámetros que se miden son magnitudes físicas cuantitativas correlacionales con las propiedades mecánicas de interés del puente. Estos son medidos por diversos sensores instalados en puntos estratégicos de los componentes del puente previamente estudiados con diferentes métodos de identificación de elementos críticos (análisis de redundancia, Análisis de Modo de Falla y Efecto, inspección visual, inspección física, entre otros) con el fin de que los resultados sean representativos del comportamiento de la estructura. Usualmente la medición se realiza en los elementos principales, como las vigas o cerchas. Los parámetros comunes que se pueden medir en una prueba de carga son: deformación, temperatura, aceleración y desplazamiento (Ortiz & Picado, 2017; Frangopol et. al., 2008).

Deformación

La deformación medida (ε_m) es esencial en el cálculo de la capacidad de carga y de los índices de desempeño, debido a que se relaciona directamente con el esfuerzo real (σ_m) en los elementos, provocado por las cargas, por medio del módulo de elasticidad (E), como se observa en

Ec.(1).

$$\sigma_m = \varepsilon_m E \quad (1)$$

Se mide por medio de instrumentos denominados galgas extensiométricas. Es una lámina metálica con un conductor eléctrico; cuando la estructura se deforma causa la deformación de la lámina y, por lo tanto un cambio en la resistencia eléctrica de la galga (Figura 2).

La deformación, también puede ser medida para las pruebas dinámicas con sensores de vibración (Figura 3). Estos son dos ‘bloques’ que tensan un cable, la deformación de la estructura cambia la frecuencia natural (f_0) del cable. “El cuadrado de este cambio de frecuencia es proporcional a la deformación del cable” (Sisgeo, 2004), Como es mostrado en Ec. (2).

$$\varepsilon_m = k(f_0^2 - f^2) \quad (2)$$

Donde k: constante del sensor; f: frecuencia medida por el sensor.

Estos instrumentos pueden ser soldados o embebidos en el concreto y, suelen ser utilizados para el monitoreo a largo plazo, debido a su estabilidad en la medición, que incluso compensa los cambios térmicos.

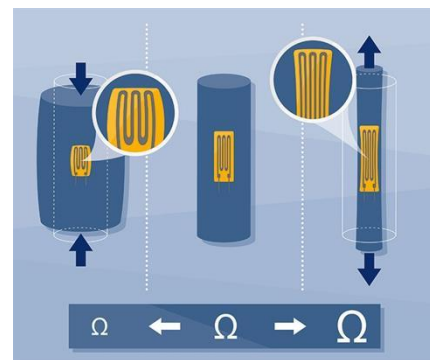


Figura 2. Funcionamiento de una galga extensiométrica.

Fuente: HBM, 2017

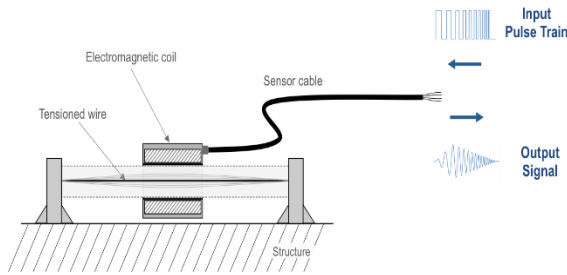


Figura 3. Sensor de vibración.

Fuente: National Instruments, 2013.

Temperatura

La temperatura se mide con el objetivo de registrar el comportamiento a largo plazo de la estructura y además para verificar la compensación de temperatura de los sensores.

La temperatura es un factor que puede afectar la medición de las deformaciones del puente, a causa de la expansión térmica provocada por los cambios de temperatura por el ambiente. Este parámetro es medido por los sensores de temperatura.

Aceleración

La aceleración es medida para identificar las frecuencias fundamentales de la estructura, para determinar la respuesta dinámica de la estructura.

La medición se efectúa con un acelerómetro (Figura 4). Se puede utilizar para: monitoreo sísmico, detección de sismos, medidas de fuerza en cables, monitoreo de vibraciones y dinámica de vehículos (Bridge Diagnostic, 2012).



Figura 4. Acelerómetro instalado.

Fuente: Bridge Diagnostic, 2012.

Desplazamiento

El desplazamiento se aplica para la medición de diversos fenómenos, que garantizan que el puente esté en correcto funcionamiento y cumpla con las características de servicio a las que fue diseñada.

Entre sus usos se encuentra: deflexión del puente, movimiento de expansión en las juntas, monitoreo de grietas del concreto, movimiento de levantamiento del puente, entre otros (Bridge Diagnostic, 2012).

Para esta medida, se utiliza un LVDT (Linear Variable Differential Transformers, por sus siglas en inglés). Al igual que el acelerómetro, trabaja por diferencias de voltaje conforme el núcleo se mueve por el desplazamiento (Figura 5).

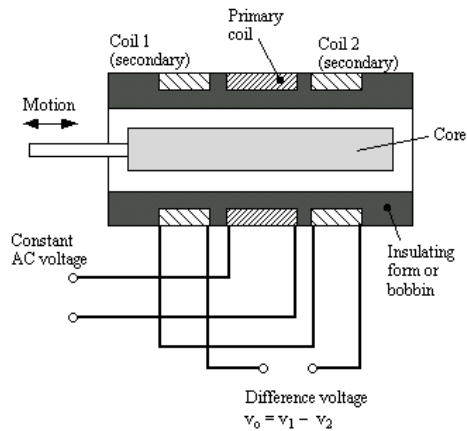


Figura 5. Configuración interna de LVDT.

Fuente: WriteUp, s.f.

Fuentes de error mediciones

Con todos los dispositivos existentes, se puede dar un error por la incertidumbre de medición. Además de ese tipo de afectación en la medida, también se pueden dar errores al momento de la ejecución.

Estos errores son difíciles de cuantificar, por lo que diferentes autores han propuesto un porcentaje de error para diversas fuentes probables, para la medición de deformación. Se pueden observar en el Cuadro 1.

Cuadro 1. Errores en mediciones de galgas extensiométricas			
Causa de error	Mínimo	Máximo	Referencia
Sensor	1.00%	3.00%	Bäumel (2006)
Desalineación	0.00%	3.00%	Vishay (2007)
Desviación lineal	0.03%	0.10%	Hesse (2006)
Creep	Evitable	Evitable	DMS-Katalog (2007)
Fatiga (ciclo)	Evitable	Evitable	DMS-Katalog (2007)
Ruido	0.14%	0.30%	Bäumel (2006)
Sistema de adquisición de datos	0.03%	0.05%	Bäumel (2006)
Aplicación	0.00%	Depende de usuario	Klarer (2007)

Fuente: Frangopol et. al., 2008.

Procedimiento de prueba de carga

El procedimiento de la prueba de carga se extiende un tiempo entre uno y dos días de ejecución; pero se deben de tomar en cuenta los días de la parte logística, donde incluye: elaboración de planos donde se ubicarán los sensores y las cargas, coordinación de instituciones públicas y privadas para permisos y uso de equipo, personal requerido, instalaciones temporales (campamentos, electricidad, zona de trabajo), equipos de medición a utilizar, y protocolos de ejecución para definir cómo se procederá en los casos de carga (Cubero, 2012).

En la ejecución de la prueba, se comprende a grandes rasgos: la limpieza de la superficie donde se pretende colocar los sensores pues sino se aplica, puede provocar falta de adherencia entre los sensores y el elemento lo que puede implicar en una medición errónea; se alinean los sensores con los elementos con el objetivo de la que medición sea en la dirección que se desea, para comparar los datos con los datos analíticos; instalación de los sensores por medio de soldadura, pegamento adhesivo instantáneo o en algunos casos atornillado (Figura 6); pesaje de los camiones de carga en sus diferentes ejes para realizar la comparación con respecto al modelo analítico y, finalmente se realizan los protocolos de carga planificados en la sección logística.

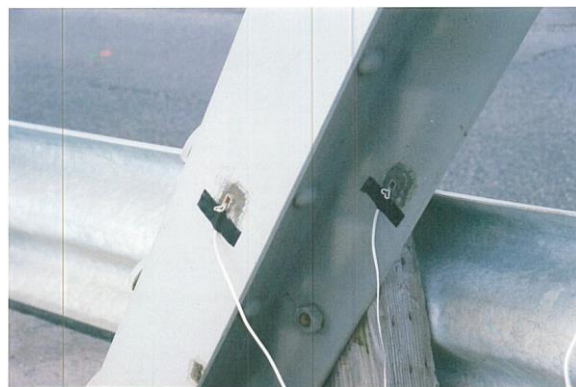


Figura 6. Galgas extensiométricas instalados en cerchas.

Fuente: Ontario Ministry of Transportation, 2013.

Cabe destacar que para la totalidad del proceso de ejecución, se deben de tener en cuenta los protocolos de seguridad establecidos y planeados con anterioridad.

En el campo de la seguridad, se incluye: el uso de equipo de seguridad (chaleco reflectivo, arneses, cascos de seguridad, anteojos de seguridad, entre otros), la debida rotulación de la presencia del equipo trabajando, presencia policial para el resguardo de la instrumentación, zonas seguras para el equipo de trabajo, entre otros aspectos (Cubero, 2012).

Clasificación de pruebas de carga estática

Existen dos tipos de prueba de carga *estática* disponible para la evaluación de puentes: pruebas de diagnóstico y pruebas de comprobación.

Ambos tipos de prueba comparten el mismo procedimiento estipulado en la sección anterior, la diferencia es el nivel de carga y el modo de interpretar los resultados.

Prueba de carga de comprobación

En este tipo de prueba de carga, el puente es sometido a cargas específicas para observar si el puente las soporta sin daño. Eventualmente durante la prueba, se aplican incrementos de carga, mientras se monitorea para prevenir un posible comportamiento no elástico de la estructura (AASHTO, 2011).

El objetivo de esta prueba es probar la capacidad del puente reservada para la carga viva, la cual se calcula con base en la Ec. (3) (Cai & Shahawy, 2003),

$$C_{vR} = C - A_1 D \quad (3)$$

Donde C_{vR} : carga viva reservada; C : capacidad de esfuerzo; D : esfuerzo por carga muerta; A_1 : factor de carga por carga muerta.

La prueba se considera finalizada cuando se cumple alguna de las dos condiciones (AASHTO, 2011):

1. La máxima carga predeterminada por un análisis teórico es alcanzado.
2. El puente muestra señales de comportamiento no lineal o de visibles de daños.

Debido a los puntos anteriores, es fundamental que la prueba la realice un equipo especializado que sea capaz de detectar este tipo de daño, para mantener siempre un margen de seguridad en el puente.

Según Cai & Shahawy (2003), este tipo de prueba es para establecer la capacidad de límite inferior, puesto que no pretende encontrar la capacidad de falla del puente, sino la capacidad de servicio antes de que sufra daños permanentes; por lo cual el resultado es de naturaleza conservativa.

Prueba de carga de diagnóstico

En este tipo de prueba, el puente también es sujeto de cargas específicas, pero no posee incrementos de carga. La carga debe ser lo

suficientemente alta para que sea perceptible por los elementos y la medición resulte representativa; pero no debe ser muy alta como para dañar el puente. El nivel de carga utilizado en este tipo es menor al de comprobación.

Existen factores de campo que no son tomados en cuenta en el modelo de análisis teórico, debido a su dificultad o imposibilidad de medir su efecto en la estructura y no son parte del diseño estructural. Pueden afectar la distribución de cargas e incluso la resistencia de los elementos. Se dividen en dos tipos (AASHTO, 2011; Cai & Shahawy, 2003):

1. Beneficiosos: Estos factores pueden distribuir las cargas de una manera diferente a la que estaba supuesta, lo que puede causar que el modelo analítico sea conservador, puesto que suelen aportar rigidez a la estructura y por tanto aumentar la capacidad de carga viva. Entre estos factores se puede considerar: las aceras, la resistencia del concreto, rigidez de la baranda, acción del diafragma, claros redundantes, entre otros.
2. Dañinos: Estos factores son responsables de la pérdida de propiedades en los elementos que implican en una reducción de la capacidad de carga viva. Entre estos factores están: corrosión de los miembros de acero, pérdida de sección debido al agrietamiento y deterioro del material.

Por consiguiente, esta prueba tiene por objetivo principal verificar y calibrar las predicciones de carga viva del modelo analítico del puente; asimismo proveer al ingeniero un mejor entendimiento del comportamiento del puente para reducir las incertidumbres por factores de campo.

Costo y beneficio de la prueba de carga

Actualmente, no existen métodos objetivos desarrollados para determinar en términos de costo/beneficio, la aplicación de las pruebas de carga (Alampalli & Ettouney, 2010.a). Este balance usualmente es sopesado por los encargados de los puentes de manera cualitativa, donde entran determinados factores como: inspección previa del estado del puente, recursos

globales requeridos y disponibles, funcionalidad del modelo analítico, entre otros.

A continuación, se presenta aspectos que pueden incluirse para una evaluación más certera del balance costo/beneficio de una prueba de carga.

Costos

El costo de las pruebas de carga, se puede expresar mediante la Ec. (4) (Alampalli & Ettouney, 2010.a).

$$C_{LT} = C_T + C_S + C_D + C_L + C_W + C_{MISC} \quad (4)$$

Donde C_{LT} : costo total de prueba de carga; C_T : costo del control de tráfico; C_S : costo de sensores e instrumentación; C_D : costo de análisis de datos; C_L : costo de trabajo en campo; C_W : costo de carga; C_{MISC} : costo de misceláneos.

Costo de control de tráfico: Es frecuente que para la ejecución, se deba controlar el tráfico para no alterar las pruebas. El costo depende del volumen del tráfico, el tiempo requerido y las directrices de control de la zona de trabajo.

Costo de sensores e instrumentación: Costo por compra, alquiler y/o mantenimiento de sensores e instrumentos.

Costo de análisis de datos: Servicios ingenieriles para el análisis de datos, de la respuesta del puente y comparaciones con el modelo analítico.

Costo de trabajo en campo: Incluye la instalación de sensores e instrumentación, construcciones temporales y tiempo del personal.

Costo de carga: El costo de alquiler de los camiones cargados, los conductores y operaciones.

Costo de misceláneos: Se incluye costos variados no descritos por lo demás puntos, como: electricidad, transporte, viáticos, entre otros.

El costo total puede variar dependiendo de "las características del puente (tipo, número de claros, mecanismos de falla anticipados, condición de la estructura, tipo de material, entre otros), localización, tipo de carga disponible, calidad de la instrumentación y, complejidad del análisis de datos" (Alampalli & Ettouney, 2010.a). Se pueden

tener diferencias significativas entre el costo de un puente y otro con diferentes características.

Beneficios

Para este tipo de prueba, los beneficios son difíciles de cuantificar en términos monetarios. Debido a que la utilidad se encuentra en la optimización de la toma de decisión con base en la información obtenida de la carga, es decir los beneficios se pueden cuantificar luego de realizar la prueba.

Sin embargo, Alampalli & Ettouney (2010.b) proponen un método de cálculo para los beneficios económicos antes de realizar la prueba, mediante la Ec. (5). Este método se basa en probabilidades de ocurrencia de diversos eventos posibles con el resultado de la prueba por el costo que el encargado calcule que es posible ahorrar a causa de la decisión más certera.

$$B_{LT} = B_{op} + B_{MP} + B_{ML} + B_{HP} + B_{Other} + B_{QL} \quad (5)$$

Donde B_{op} : beneficio por decisión operacional; B_{MP} : beneficio por decisión de priorizar acciones correctivas; B_{ML} : beneficio por decisión de aplicar acciones correctivas; B_{HP} : beneficio por decisión de mayor capacidad; B_{Other} : otros beneficios; B_{QL} : beneficios cualitativos.

Beneficio por decisión operacional: Indica el ahorro por no optar por la decisión operacional más crítica o que eventualmente puede causar daños. Se incluye en estas decisiones: cerrar el puente, marcar un límite de peso, no hacer nada, entre otras acciones.

Beneficio por acciones correctivas: Indica lo ahorrado por el encargado de puentes, debido a la priorización y aplicación del mantenimiento, la rehabilitación o la reconstrucción, en el puente de manera temprana y, así no optar por la más crítica o en su defecto la más económica cuando se necesita una mayor inversión.

Beneficio por mayor capacidad: Indica la ganancia probable por permitir el paso de cargas mayores a las de rutina.

Otros beneficios: Cualquier beneficio cuantitativo que no se incluya en los demás factores.

Beneficios cualitativos: Son beneficios que pueden generar ganancias a nivel económico, pero se enfoca en un nivel informativo. Algunos ejemplos son: mejoramiento del alcance del inventario, confirmar correcto funcionamiento del puente nuevo, justificar decisiones de inversión de capital, validar diseños, entre otros.

Si el lector se interesa en la metodología de aplicación de este procedimiento, se recomienda la lectura del artículo mencionado anteriormente, puesto que contiene un ejemplo conceptual.

Utilización de prueba de carga

Como se denota en la sección anterior, una prueba de carga incluye diversos factores que pueden ascender a costos altos sin beneficios monetarios garantizados; por lo que no conviene desde punto de vista económico para el encargado de puentes, realizar múltiples pruebas de cargas o realizarla a todos los puentes indiscriminadamente.

Por otro lado también se debe tener en cuenta el factor estructural del puente. Una estructura con un daño evidente, puede que no sea capaz de resistir la prueba e incluso pueda causar el colapso. En países como Italia o Suiza, las pruebas de carga para puentes nuevos son obligatorias para su apertura, puesto que se han registrado colapsos de estructuras nuevas (Lantsoght et. al., 2017), mientras que en Costa Rica, no se cuenta con una política rígida con respecto a la utilización de estas pruebas.

A continuación se presentan algunas características tomar en cuenta para conocer cuándo se debe utilizar una prueba de carga y situaciones en las que no es recomendable.

Situaciones donde se recomienda una prueba de carga

Las siguientes razones funcionan como base para indicar que se puede realizar una prueba de carga (AASHTO, 2011; Cai & Shahawy, 2003; MOPT, 2007.b).

- Cuando se tiene sospechas de que el modelo analítico no emula el

comportamiento real y se quieren verificar y validar las suposiciones de diseño.

- Información cuestionable o insuficiente de los planos 'As-Built'.
- Detección de daño físico en los elementos estructurales.
- Observación de deflexiones o deformaciones anormales luego de finalizar la construcción.
- Un vehículo pesado (especial) requiere transitar por el puente.

Situaciones donde se no recomienda una prueba de carga

Las siguientes razones funcionan como base para indicar que no es recomendable realizar una prueba de carga (AASHTO, 2011; Cai & Shahawy, 2003).

- El costo de la prueba excede el costo del reforzamiento del puente.
- De acuerdo con los cálculos, el puente no puede soportar la mínima carga de la prueba.
- Existe la probabilidad de falla repentina por cortante o fractura.
- La ejecución de la prueba se dificulta por el acceso al sitio o el volumen de tráfico que fluye en la estructura.

Índices de desempeño estructural

Los índices de desempeño estructural en los puentes, pretenden determinar de manera cuantitativa el estado (desempeño) estructural actual del puente. El objetivo es predecir el desempeño del ciclo de vida de un puente de manera precisa y así, establecer un programa de mantenimiento racional.

El desempeño puede ser calculado a nivel de nudos, de elementos (componentes) o de sistema en general e incluso de un grupo de sistemas. En los códigos de diseño actuales de puentes, se concentra en el desempeño a nivel de miembro, pues se reconoce que la capacidad crítica está dada por su miembro (o nudo) más débil. Pero usualmente esto no provee de información del comportamiento general sistema del puente (Frangopol & Saydam, 2014).

El cálculo de los índices se fundamenta en el enfoque probabilístico.

La carga y la resistencia se consideran estadísticamente como variables aleatorias independientes. Si la resistencia es mayor que el efecto de la carga existe un margen de seguridad, como lo establece el comportamiento determinístico (Figura 7); pero existe una probabilidad de que la resistencia sea menor que el efecto de carga. Esto se demuestra por medio del dominio de falla (DF) el cual surge del traslape de las funciones de densidad de probabilidad de ambas variables debido a la desviación estándar que poseen sus promedios (Figura 8). Para expresar de manera determinística, se utiliza la ecuación básica del estado límite de falla [Ec. (6)].

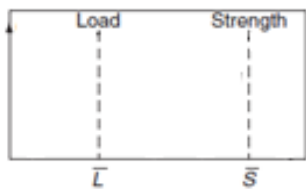


Figura 7. Comportamiento determinístico de carga-resistencia.

Fuente: Adaptado de Acuña, 2003.

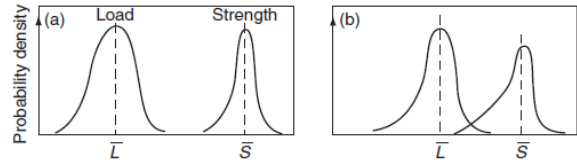


Figura 8. Densidad de probabilidad de carga-resistencia: a) sin DF, b) con DF.

Fuente: O'Connor & Kleyner, 2012.

$$g = R - L = 0 \quad (6)$$

Donde, g: función de estado límite; R: resistencia (promedio); L: carga (promedio).

Asimismo la Ec. (6), se puede expresar de manera probabilística como una función de desempeño, como se muestra en la Ec. (7).

$$g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (7)$$

Donde, X: (X_1, X_2, \dots, X_n) es un vector de variables aleatorias del sistema; g(X): función de desempeño.

Por consiguiente, tanto la función de estado límite como la función de desempeño, determinan el estado del sistema como $[g(X) < 0]$ = "estado de falla", y $[g(X) > 0]$ = "estado seguro".

Los indicadores son clasificados en cuatro grupos principales: condición, seguridad, tolerancia de daño y costo. Este trabajo se enfoca principalmente en los indicadores de condición y seguridad, por lo cual se describen a continuación. Si el lector desea conocer sobre los otros dos grupos, se recomienda la lectura de las siguientes referencias Frangopol & Saydam, 2014; Frangopol & Saydam, 2011; Frangopol et. al., 2008.

Indicadores de condición

Los indicadores de condición están relacionados a las inspecciones visuales. Pretende evaluar la condición física de los componentes del tablero, la superestructura y subestructura.

En Costa Rica, el Manual de Inspección de Puentes del MOPT (de ahora en adelante El Manual) (2007), es el encargado de establecer los lineamientos a seguir para una inspección visual. Con el documento se pretende que el inspector recopile de manera satisfactoria:

Información general del puente

Se incluye ubicación coordinada y cartográfica, longitud, tipo de puente, descripción de los componentes del puente, dimensiones de los elementos y con respecto a la discontinuidad física, antecedentes, entre otros aspectos.

Evaluación de daños

El Manual provee de un formulario donde se califica el grado de deterioro tomando en cuenta la condición de los elementos de los componentes (accesorios, superestructura y subestructura).

Los elementos se evalúan con una escala de 1–5; donde, 1 = no existen daños; 5 = gran deterioro. En la Figura 9, se muestra un ejemplo de la escala de deterioro en grietas. La evaluación es cuantitativa y cualitativa (comparación con valores normados), pero siempre física y visual.

Los elementos a evaluar por el Manual son: pavimento, barandas juntas de expansión, losa, viga principal de acero y concreto, sistema de arriostamiento, pintura, viga diafragma, apoyos del puente, viga cabezal y aletones del bastión, cuerpo principal del bastión, martillo de la pila, cuerpo principal de la pila.

Grado del daño	Descripción
1	No se observan grietas
2	El espesor de la grieta es menor a 5.0mm
3	El espesor de la grieta está entre 5.0 y 10.0 mm
4	Se observan grietas en red
5	Se observan grietas en red y en algunas partes hay desprendimiento del concreto

Figura 9. Escala de deterioro de grietas.

Fuente: MOPT, 2007.a.

Es relevante mencionar que a nivel nacional, solo se cuenta con este procedimiento para establecer un plan de mantenimiento. El problema se encuentra en que las inspecciones visuales suelen a tener una variación significativa entre inspector e inspector, lo que implica que con base en estas mediciones cualitativas, un

inspector puede concluir que el puente demuestra daños, mientras que a otro inspector no le puede parecer daños tan significativos.

Indicadores de seguridad

Los indicadores de seguridad son en relación a los modelos de falla en el puente en función del tiempo. Pretende determinar la condición estructural de un puente, en un determinado momento en el tiempo.

A través del tiempo, el puente es sometido a condiciones severas ambientales, a diferentes combinaciones de carga y al envejecimiento de los materiales, estos factores afectan la capacidad del puente. El cálculo de estos indicadores se denomina análisis de confiabilidad del sistema. Los indicadores se describen a continuación.

Probabilidad de falla

La probabilidad de falla de cualquier sistema, componente o sección, está definida como la probabilidad de ocurrencia del evento donde la resistencia es menor que los efectos de la carga.

Se puede definir por medio de la Ec. (8).

$$P_f = P(g \leq 0) = \int_0^{\infty} F_R(s) f_Q(s) ds \quad (8)$$

Donde, g : función de desempeño; R : resistencia en un cierto modo de falla; Q : efecto de la carga en el mismo modo de falla; F_R : función de distribución acumulada de R ; f_Q : función de densidad de probabilidad de Q .

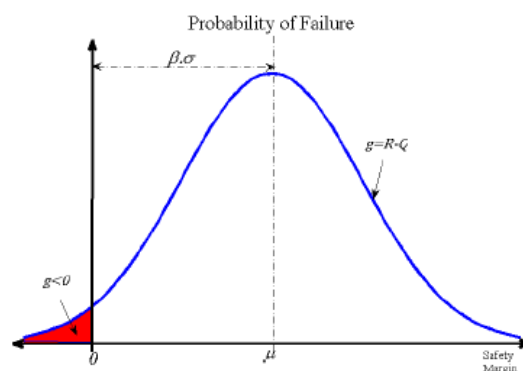


Figura 10. Representación gráfica de probabilidad de falla.

Fuente: Nowak & Collins (2013) en Hooman (2015).

Función de densidad de probabilidad de tiempo de falla

La función de densidad de probabilidad (FDP) de tiempo de falla, es la curva que describe el comportamiento probabilístico de los datos en función del tiempo (t), desde que el puente entra en servicio hasta que falla. Se expresa por la Ec. (9).

$$f(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \left(\frac{P(t \leq T \leq t + \Delta t)}{\Delta t} \right) \quad (9)$$

Donde, T: el tiempo desde la puesta en servicio hasta la falla del puente.

Función acumulada de probabilidad de falla

Determina el valor de la probabilidad de falla hasta un tiempo determinado dentro de la FDP. Puede ser expresado según la Ec. (10).

$$F(t) = P(T \leq t) = \int_0^t f(t) dt \quad (10)$$

Donde, P (T ≤ t): la probabilidad de falla en el intervalo de tiempo (0, t).

Función de supervivencia

Esta función determina la probabilidad del sistema de sobrevivir hasta el tiempo t y seguir funcionando hasta ese tiempo. Se expresa por la Ec. (11).

$$S(t) = P(T > t) = 1 - F(t) \quad (11)$$

Índice de confiabilidad

El índice de confiabilidad se define como “la distancia más corta del origen a la superficie del estado límite en el espacio estándar normal” (Frangopol et. al., 2008). Para una distribución normal de la resistencia y el efecto de la carga, se puede calcular con la Ec. (12). Este valor también es utilizado para expresar la probabilidad de falla del sistema, puesto que se relacionan directamente [Ec. (13)].

En la Figura 11 se muestra un ejemplo del comportamiento de este índice debido a una falla repentina en una viga principal.

$$\beta = (\mu_R - \mu_Q) / (\sigma_R^2 + \sigma_Q^2)^{1/2} \quad (12)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (13)$$

Donde, β: índice de confiabilidad; μ_R, μ_Q: media de la resistencia y el efecto de la carga; σ_R, σ_Q: desviación estándar de la resistencia y el efecto de la carga; Φ: función de probabilidad estándar normal.

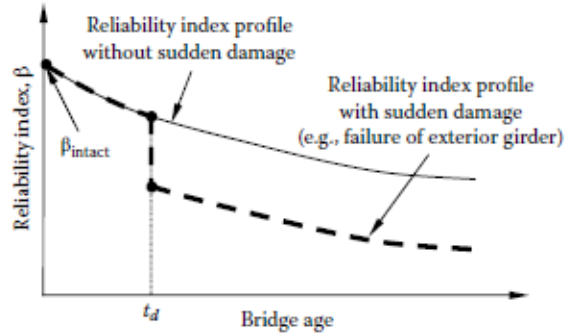


Figura 11. Índice de confiabilidad a través del tiempo.

Fuente: Frangopol & Saydam, 2014

En el Cuadro 2 se muestran los valores objetivos del índice de confiabilidad para la clasificación del estado de los puentes de la AASHTO. Estos valores se usaran para clasificar el estado de la estructura en este trabajo.

Cuadro 2. Índices de confiabilidad objetivos		
Estado de confiabilidad	Atributo	Requerimiento de Confiabilidad
1	Inaceptable	$\beta < 4,6$
2	Aceptable	$4,6 \leq \beta < 6,0$
3	Bueno	$6,0 \leq \beta < 8,0$
4	Muy Bueno	$8,0 \leq \beta < 9,0$
5	Excelente	$9,0 \leq \beta$

Fuente: Frangopol & Kong, 2001.

Distribuciones de probabilidad

Las distribuciones probabilísticas se definen como representaciones gráficas de una variable aleatoria (empírica o teórica) para la descripción de su comportamiento estadístico, donde se encuentra: la media, la mediana, la moda, desviación estándar, coeficiente de variación, mínimo, máximo, entre otros.

“Las distribuciones de datos empíricos se representan usando distribuciones de frecuencias de datos agrupados” (Acuña, 2003).

Distribución para variables discretas

Estas variables, solo toman valores extremos de un intervalo, usualmente son de conteo. Estas distribuciones describen situaciones donde solo hay dos salidas, éxito o falla.

La probabilidad de éxito para un muestreo de 'n' muestras independientes, se denomina 'p' y la probabilidad de falla 'q'. Donde $q = 1 - p$.

Entre las más comunes están: la distribución binomial y la distribución de Poisson.

Son utilizadas para determinar el número de fallas o probabilidad de falla de productos industriales, servicios operativos, entre otros; así como fallas en función del tiempo (Poisson).

Distribución para variables continuas

Estas variables toman cualquier valor de un intervalo representado por el conjunto de los números reales. Sin embargo algunas de las distribuciones solo expresan valores positivos.

Son empleadas para describir el comportamiento de fenómenos y datos. Por ejemplo: patrones climáticos, propiedades de un elemento, altura de las personas, entre otros.

Distribución normal

Es el modelo de distribución más ampliamente utilizado en la variación matemática. Conocida como la campana de Gauss.

Está definida de $[-\infty$ a $+\infty]$, lo que implica que es óptima para modelar variables donde se tengan resultados negativos: deformaciones (compresión o tensión), temperatura (bajo cero), entre otros. Pero en caso de que no se deban tomar valores negativos, se puede acotar.

La función de densidad se expresa como:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right\} \quad (14)$$

Tiene la forma mostrada en la Figura 12. Se puede observar que es simétrica, por lo que la media, la moda y la mediana coinciden en el mismo valor. Además se establece que a una 'distancia' desde la media de 2σ (para ambos lados), se encuentra el 95% de los datos de la muestra.

En ocasiones posee un valor de 'oblicuidad' (skewness), que puede hacer que estos valores difieran, puesto que la punta de la curva se ubica en la media.

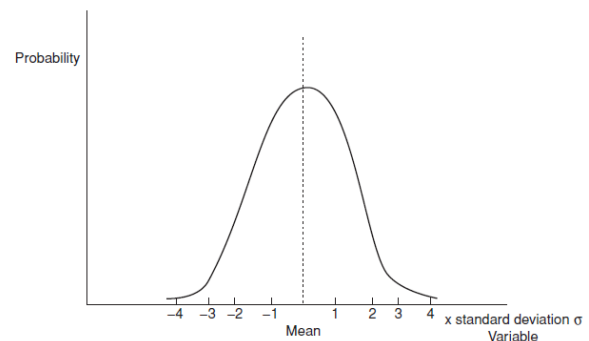


Figura 12. Representación gráfica de distribución normal.

Fuente: O'Connor & Kleyner, 2012.

Distribución lognormal

Una variable es lognormalmente distribuido si el logaritmo de la variable es normalmente distribuido. Con su dominio de 0 a $+\infty$.

Es ideal para modelar variables donde se implique una falla por desgaste y no necesariamente por una fuerza última (Acuña, 2003), por ejemplo: maquinaria de centros de producción, kilometraje de un vehículo por año, tiempo de reparación de un sistema, entre otros.

La función de densidad se expresa como:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (15)$$

Distribución de Weibull

Es una distribución ideal para describir variables en función del tiempo, por tanto su dominio es de 0 a $+\infty$.

Es utilizada para ajustar variables de ciclos de vida de los productos u otros sistemas. Su función de densidad se expresa como:

$$f(t) = \frac{\beta}{n^\beta} t^{\beta-1} \exp\left[-\left(\frac{t}{n}\right)^\beta\right] \quad (16)$$

Donde, n: parámetro de escala; β : parámetro de forma.

Distribución Gamma

Es una distribución que puede ofrecer un buen ajuste para algunos datos de fallas parciales. Es decir, cuando se da un número de eventos de fallas menores antes de que el elemento falle por completo (O'Connor & Kleyner, 2012).

Su función de densidad está dado por:

$$f(x) = \frac{\gamma}{\Gamma(\alpha)} (\gamma x)^{\alpha-1} \exp(-\gamma x) \quad (17)$$

Otras distribuciones

Existen muchas otras distribuciones además de las mencionadas, para ajustar diversos comportamientos. Entre ellas se puede mencionar: triangular, exponencial, beta, Erlang-k,

de la bañera, chi-cuadrado, valores extremos, entre otras (Acuña, 2003; O'Connor & Kleyner, 2012)

Identificación de una distribución de probabilidad

Un punto importante que se debe de tener en cuenta, para la simulación de Monte Carlo es que las variables de entrada deben ser caracterizadas por una distribución de probabilidad para la generación de números aleatorios. Por consiguiente, se debe de tener claro el comportamiento probabilístico de la variable. Se tienen dos opciones para la identificación:

Pruebas de bondad de ajuste: Tienen por objetivo analizar un conjunto de datos con el fin de saber cómo se ajusta a una determinada distribución probabilística. Usualmente se utiliza el valor p (comúnmente conocido como p-value) para aceptar o rechazar la hipótesis nula (H_1), la cual determina si los datos se ajustan o no a la distribución propuesta. El p-value se compara con el nivel de significancia elegido por el analista, suele variar entre $\alpha = 0.05$ y $\alpha = 0.10$.

Criterio experto o historial: En ocasiones, los datos concluyen la aceptación de la hipótesis nula para la mayoría de las distribuciones, es decir, no se ajusta estadísticamente a ninguna. En esos casos lo recomendable es realizar una búsqueda bibliográfica y conocer cual distribución se ha utilizado para el tipo de datos a analizar, en otros trabajos y si los resultados son aceptables.

Simulación de Monte Carlo

La simulación de Monte Carlo, es una herramienta usada en diversos campos de la ciencia, donde se incluye la ingeniería. Es utilizada para modelar fenómenos que pueden poseer una incertidumbre significativa en las variables de entrada (O'Connor & Kleyner, 2012).

Se puede emplear para diversos usos, como confiabilidad del sistema, análisis de riesgos, análisis de carga – resistencia, procesos para simular soluciones aleatorias, entre otros. Existen diversos software capaces de realizar una simulación de Monte Carlo: Minitab®, Risk®, Palisade®, RStudio, entre otros.

Se define como “un método iterativo para evaluar un modelo determinístico usando conjuntos de variables aleatorias como datos de entrada” (O'Connor & Kleyner, 2012). El procedimiento consiste en un proceso matemático con datos de entrada aleatorios y por ende datos de salida aleatorios que se van almacenando por cada simulación y posteriormente son analizados como un conjunto agrupado.

Como se observa en la Figura 13, para la utilización del método de Monte Carlo, se debe conocer la distribución de probabilidad de cada variable, anticipadamente.

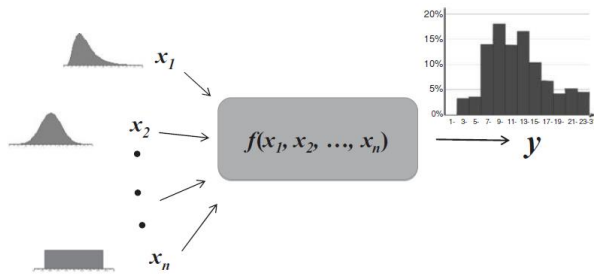


Figura 13. Procedimiento simplificado de Simulación de Monte Carlo.

Fuente: O'Connor & Kleyner, 2012.

Capacidad de carga viva

La AASHTO ha publicado una serie de manuales para la evaluación e inspección de los puentes desde 1970 hasta 2011 (la actualidad) luego del establecimiento del programa de inspección en el Federal-Aid Highway de 1968 (Gao, 2012).

En estos manuales se pretende establecer un método para los encargados de los puentes puedan evaluar la capacidad de carga viva de un puente. Este método se utiliza un vehículo y carga preestablecida, en ocasiones porque se necesita el paso de un vehículo especial o se requiere conocer si es disponible el paso de las cargas legales en el país. Es el método más común para la evaluación de puentes, y en ocasiones es utilizado como parámetro de seguridad ante carga.

El manual más actual (Manual de Evaluación para puentes, 2^{da} ed.) incluye tres filosofías para utilizar la aplicación del método: ASR (Allowance Stress Rating), LFR (Load Factor Rating) y LRFR (Load and Resistance Factor Rating), las cuales se basan en las filosofías de diseño ASD, LFD y LRFD; respectivamente.

Actualmente se utiliza el LRFR, debido a que sus factores son más confiables, puesto que son derivados de modelos probabilísticos.

Método de cálculo

Para verificar si es posible el paso del camión, se realiza el cálculo de un factor de capacidad [Ec. (18)]. Si el factor es mayor o igual a 1.0, implica que el vehículo puede transitar de manera segura; si es menor a 1.0 implica que puede haber inseguridad para el paso del vehículo.

El método se evalúa en cada uno de los elementos estructurales (especialmente los primarios), siendo el elemento de menor factor el que controla la capacidad del sistema.

Existen dos tipos de niveles de factores de capacidad de carga: inventario y operación. El nivel de inventario representa la capacidad de

carga viva de rutina que el puente puede soportar sobre un tiempo indefinido de tiempo. El nivel de operación describe la capacidad de carga viva para vehículos menos frecuentes y es comúnmente utilizado para determinar la máxima carga viva posible.

“Una desventaja que tiene el método de factor de capacidad, es que no es posible analizar casos como los de evento extremo, que en ocasiones puede regir el diseño en ciertos elementos de la estructura” (Quirós, 2017).

Ecuación de factor de capacidad de carga

La ecuación para aplicar el método LRFR está dado por (AASHTO, 2011):

$$RF = \frac{\varphi_c \varphi_s \varphi_R R_n - (\gamma_{DC} DC) - (\gamma_{DW} DW)}{(\gamma_{LL} (LL + IM))} \quad (18)$$

Donde, RF: factor de capacidad de carga teórico; $\varphi_{(C, S, R)}$: Factor de condición, sistema y resistencia respectivamente; R_n : resistencia nominal del elemento; $\gamma_{(DC, DW, LL)}$: factor de mayorización de carga muerta de componentes estructurales (1.25), carga muerta de accesorios (1.5 o 1.25 si la superficie de ruedo es verificada en campo) y carga viva (1.75 para inventario y 1.35 para operación), respectivamente; DC: efecto por carga muerta de elementos estructurales; DW: efecto por carga muerta de accesorios; LL: efecto por carga viva; IM: efecto por impacto (se utiliza entre 10% - 20% de la carga viva [AASHTO, 2011]).

Factor de condición

El factor de condición se utiliza para tomar en cuenta el incremento de la incertidumbre en la capacidad de los miembros deteriorados y como se incrementa el futuro deterioro de estos miembros entre los ciclos de inspección. Los valores se pueden observar en el Cuadro 3.

Factor de sistema

El factor de sistema es para contar el nivel de redundancia de la superestructura completa. Valores aproximados para utilizar, se pueden observar en el Cuadro 4.

Cuadro 3. Factor de condición	
Condición estructural del miembro	Factor de condición
Buena o satisfactoria	1.00
Aceptable	0.95
Pobre	0.85

Fuente: Gao, 2012.

Cuadro 4. Factor de sistema para efectos axial y flexión	
Miembros soldados en puentes de dos-vigas/cerchas/arco	0.85
Miembros remachados en puente de dos-vigas/cerchas/arco	0.90
Miembros con múltiple conexión en puente de cercha	0.90
Puente de tres vigas con 1.80m de espaciamiento	0.85
Puente de cuatro vigas con espaciamiento $\leq 1.20m$	0.95
Otros puentes de vigas y puentes de losa	1.00

Fuente: Gao, 2012.

Consideración de prueba de carga estática

El método convencional descrito en la sección anterior, puede ser ajustado a los resultados de una prueba de carga de diagnóstico.

Para este ajuste se utiliza la siguiente ecuación (AASHTO, 2011):

$$RT_T = RF \times K \quad (19)$$

Donde, RT_T : factor de capacidad de carga ajustado por prueba de carga de diagnóstico; RF: factor de capacidad de carga convencional; K: factor de ajuste de escala.

Factor K

Este factor está basado en el comportamiento medido en la prueba de diagnóstico. Cuando es mayor que 1.0, implica que la respuesta del puente más favorable que la predicha por la teoría y la capacidad de puente puede ser mejorada; mientras que si es menor que 1.0 implica que la respuesta es más severa que la predicha por la teoría y la capacidad del puente podría tener que ser reducida.

El factor K está definido por la siguiente ecuación (AASHTO, 2011):

$$K = 1 + K_a K_b \quad (20)$$

$$K_a = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_T} - 1 \quad (21)$$

Donde, K_a : considera la diferencia entre las deformaciones medidas y las esperadas; K_b : considera el entendimiento de los resultados; ε_c : deformación teórica cuando el camión de carga teórica está en la misma posición que el camión de carga de la prueba; ε_T : máxima deformación medida en la prueba.

El factor K_b es un término entre 0 y 1, que representa el nivel de confianza en los resultados de la prueba de carga. Intenta justificar las posibles mejoras a la capacidad de carga observada durante la prueba. Para determinar su valor, se utiliza el Cuadro 5, pero también se puede utilizar el criterio del equipo de la prueba de carga (AASHTO, 2011).

El término 'T' representa el momento de flexión teórico producido por el camión de la prueba de carga. Además incluye los efectos producidos por las cargas muertas.

Por otro lado, el término 'W' representa el momento de flexión teórico producido por un camión de calibración más la carga de impacto.

El objetivo es comparar la magnitud del camión de carga de la prueba con el camión de carga de calibración, para asegurar que el comportamiento puede ser extrapolado.

Un valor de $K_b = 0$ refleja la incapacidad del equipo ejecutor de la prueba para explicar el comportamiento de la prueba o de validar los resultados; así como un $K_a = 1$ significa que las mediciones pueden ser directamente extrapoladas a cargas más altas correspondientes al camión de calibración.

La deformación teórica ε_c se puede determinar por la Ec. (22). (AASHTO, 2011).

$$\varepsilon_c = \frac{LT}{(SF)E} \quad (22)$$

Donde, LT: efecto de la carga calculado teóricamente (momento flexionante, esfuerzo axial, cortante) en el miembro correspondiente a la medida de ε_T ; SF: apropiado factor de sección (área, módulo de sección, etc.); E: módulo de elasticidad.

Cuadro 5. Valores de K_b					
¿El comportamiento del miembro se puede extrapolar a 1,33W?		Magnitud de la prueba de carga			K_b
Sí	No	$\frac{T}{W} < 0.4$	$0.4 < \frac{T}{W} \leq 0.7$	$\frac{T}{W} > 0.7$	
✓		✓			0
✓			✓		0.8
✓				✓	1.0
	✓	✓			0
	✓		✓		0
	✓			✓	0.5

Fuente: AASHTO, 2011

Problemática de puentes en Costa Rica

Como se ha mencionado en secciones el principal problema que se presenta en Costa Rica con respecto a los puentes, es el mantenimiento de estas estructuras.

Según Villalobos (2017) en Costa Rica “(...) el dinero se está invirtiendo en donde salta la dificultad”; es decir cuando en un puente se note el daño es donde se invierte el dinero. Villalobos (2017) explica que esa no es la manera más adecuada, debido a que el presupuesto para estas estructuras es limitado y si se invierte en la reconstrucción, rehabilitación o mantenimiento de un solo puente, entonces puede provocar la falta de fondos para los demás puentes que también pueden estar en estado crítico con el paso del tiempo.

Las instituciones públicas encargadas de la temática de puentes en el país son el Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT), encargada del diseño y construcción de puentes; y del Consejo Nacional de Viabilidad (CONAVI) encargada del mantenimiento, reparación, rehabilitación y reconstrucción de las estructuras.

Pero, según profesionales de diversas instituciones involucradas en el tema, estas organizaciones no dan abasto para esta tarea, lo que impide plantear un plan de mantenimiento de puentes preciso, que dé paso a acciones correctivas preventivas que eviten mayores daños y consecuencias (cierre del puente, colapso del puente o incluso pérdida de vidas humanas).

Actualización de inventario

La Unidad de Puentes (UP) del Lanamme (perteneciente a la UCR) y e-Bridge (perteneciente al TEC), han unido esfuerzos con el CONAVI para la actualización de un inventario de los puentes. Por parte de la UP, en 2016 presentó un primer informe de inventario de los puentes de la Red Vial Nacional de Costa Rica donde se contabilizaban 1395 unidades; mientras que para setiembre del 2017 la UP contabilizaba 1612 unidades (Muñoz, 2017).

Por otro lado, e-Bridge desde el año 2012 firmó un contrato con el CONAVI para realizar inspecciones visuales para la actualización del inventario, mientras se realizan otras investigaciones relacionadas. Se espera que para el año 2018, el inventario esté completo y se pueda proceder a la realización de un plan de mantenimiento en coordinación con las instituciones públicas encargadas.

Las estructuras inspeccionadas, usualmente son actualizadas en la base de datos denominada SAEP (Sistema de Administración de Estructuras de Puentes). Esta plataforma pertenece al MOPT y es la utilizada para almacenar las características del informe de inspección (ver sección Indicadores de Condición) así como realizar una aproximación de la prioridad de atención del puente.

Mantenimiento preventivo

La Figura 14 muestra el ciclo de vida de un puente y cómo se reduce su puntaje del sistema de clasificación de condición de NBI (método de inspección visual) en el tiempo; a su vez se muestra la condición con mantenimiento preventivo. Se observa que la intención del mantenimiento no es poseer la estructura nueva, sino subir un entre 1 y 2 puntos en la clasificación de daños para que su vida útil se extienda eventualmente.

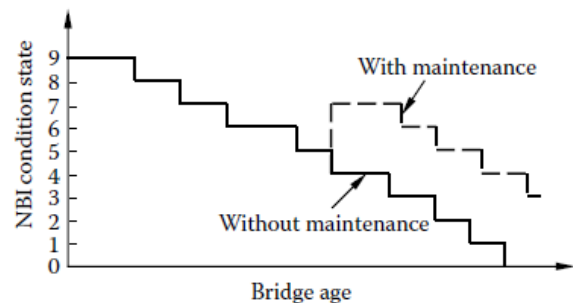


Figura 14. Ciclo de vida de puente con clasificación de NBI.

Fuente: Frangopol & Saydam, 2014.

En la Figura 15, se encuentra una descripción cualitativa del costo de reparar un puente una vez alcanzado diferentes niveles de condición del sistema de inspección visual Pontis (similar al propuesto en el Manual de Inspección del MOPT), que se basa en clasificación de 5 puntos.

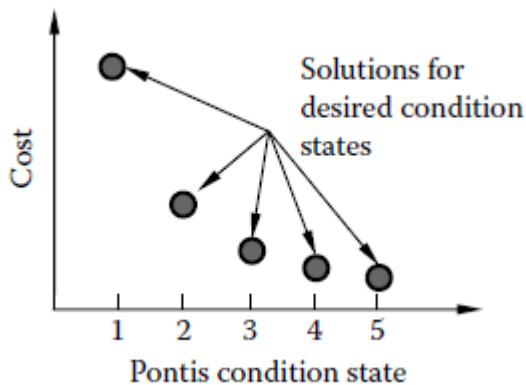


Figura 15. Costo de reparación de puente con clasificación Pontis.

Fuente: Frangopol & Saydam, 2014.

Se observa que entre menor sea el puntaje al que se desee rehabilitar el puente, mayor es el costo, una vez alcanzado un puntaje mayor.

Por lo cual, es considerable notar que la metodología de manejo de las estructuras que Villalobos explica que se utiliza en Costa Rica es excesivamente contraproducente, debido a que se suele tomar acciones cuando el puente está en condiciones críticas, por ejemplo entre 4 y 5. Esto implica que los fondos invertidos terminan siendo excesivos al no aplicar un plan de gestión de mantenimiento que dé pie a una inversión 'pequeña' que garantice el estado del puente en puntos de clasificación medianos (2 o 3).

Desde el punto de vista probabilístico, la afectación de edad del puente en el estado mecánico, se puede describir como se expone en la Figura 16.

La resistencia del elemento es reducida conforme el tiempo avanza debido a condiciones ambientales (contacto con el agua, sismos, vientos), envejecimiento de materiales (pérdida de propiedades de tensado, agrietamiento, corrosión) o factores externos (choques de vehículos,

sobrecargas eventuales). Mientras que las cargas de vehículos usualmente se incrementan año tras año, además del peso máximo de los camiones sigue incrementando. Por ejemplo, según el INEC y el Registro Nacional (Arguedas, 2017) en 1990 había poco más de 9 vehículos por cada 100 personas, pero en 2016 se registran alrededor de 30 vehículos por cada 100 personas.

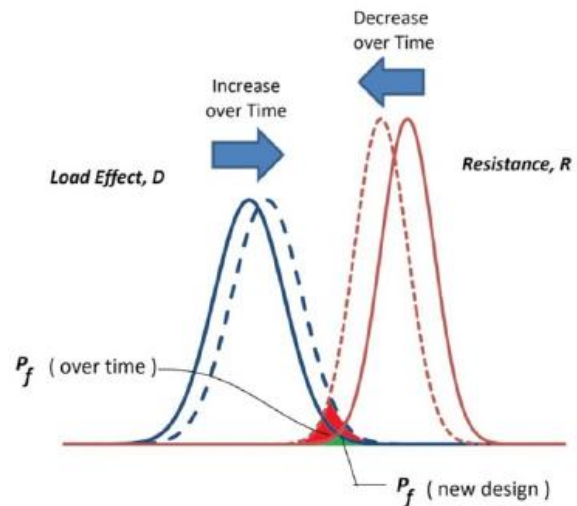


Figura 16. Comportamiento de funciones de probabilidad en el tiempo.

Fuente: Gao, 2012.

También se muestra que el dominio de falla se incrementa con el tiempo, por lo que el valor de probabilidad de falla aumenta. Por consiguiente, se advierte la importancia del mantenimiento preventivo, puesto que es probable que limite o disminuya la velocidad del 'desplazamiento' de la resistencia, lo que evitaría el incremento de la probabilidad de falla con respecto al tiempo.

Descripción general del puente sobre el río Peje

El puente sobre el Río Peje se ubica en Siquirres, Limón; cercana al pueblo de Florida. Es utilizado como parte de uno de los accesos hacia el Proyecto Hidroeléctrico Reventazón.

Las coordenadas de ubicación N 10°5'55" W 83°34'40" (Figura 18).



Figura 17. Vista lateral de puente sobre el Río Peje.

Fuente: CIVCO, 2018.



Figura 18. Ubicación geográfica del puente sobre el Río Peje.

Fuente: Google Earth, 2018.

El puente fue construido por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) en el año 2016. No se conoce el método de diseño, pero se cree que fue por la filosofía de Load and Resistance Factor Design (LRFD).

Cuadro 6. Características generales del puente

Fecha de diseño	2015
Fecha de construcción	2016
Dirección de vías	Ambos sentidos
Longitud total	20,50 m
Ancho total	8,975 m
Ancho superficie de ruedo	7,20 m
N° de superestructuras	1
N° de tramos	1
N° de vigas	7
N° de subestructuras	2
Tipos de juntos de expansión	Selladas
Barandas	Tipo Flex-Beam
Bastiones	Voladizo
Tipo de apoyo	Fijo y móvil de neopreno reforzado con láminas de acero A36.
Tipo de fundaciones	Placa
Composición Estructural	Vigas principales de concreto presforzado tipo I, diafragmas y losas de concreto reforzado

Fuente: CIVCO, 2018.

Caracterización de la estructura

No se realizó visitar al sitio, por lo cual la siguiente información es extraída de los planos

'As-Built' suministrados por la Ing. Gianinna Ortiz Quesada.

El puente cuenta con dos bastiones voladizos colados en sitio, con una resistencia a la compresión $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Está conformado por un entramado de parrilla, con vigas postensadas con forma I y dos torones con 6 y 7 cables de $\Phi \frac{1}{2}$ " tesados a 13100 kgf, con las medidas que se muestran en la Figura 19. La resistencia del concreto es $f'c = 600 \text{ kg/cm}^2$.

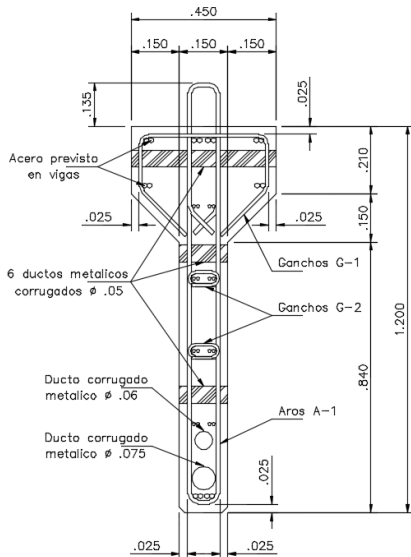


Figura 19. Sección transversal de viga principal.

Fuente: CIVCO, 2018.

Cuenta con un apoyo fijo y uno móvil. Las vigas principales se apoyan en almohadillas de neopreno reforzadas con acero de dureza "Shore A" 60 ± 5 de $(30 \times 45 \times 5) \text{ cm}$, con 3 capas internas de acero de refuerzo de 3 mm, acero A-36, colocadas en sitio.

Las vigas que conforman el diafragma son rectangulares de 30 cm de ancho y 1,20 m de peralte para el apoyo fijo (que se encuentra montado sobre un dado sísmico) y 0,90 m para el apoyo móvil y el diafragma central.

La losa es colada en sitio, y posee un bombeo cuyo espesor promedio es de 18,5 cm.



Figura 20. Vista inferior de la estructura.

Fuente: CIVCO, 2018

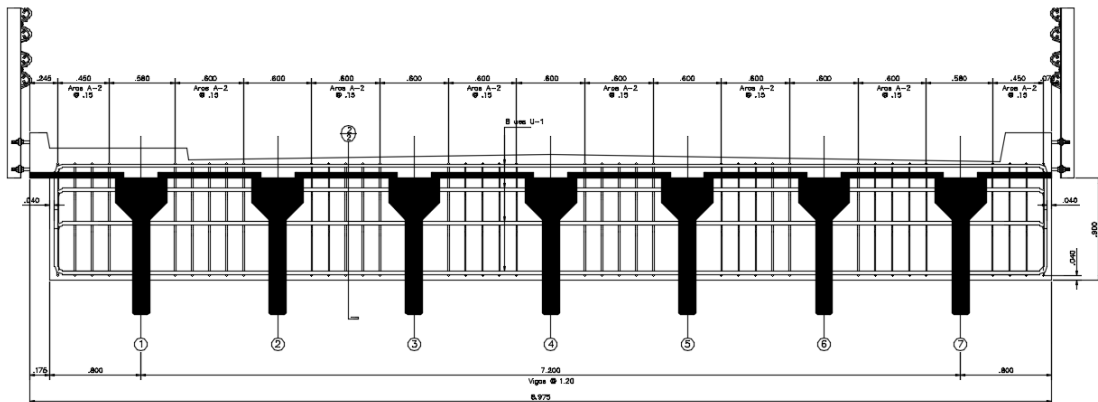


Figura 21. Vista transversal de puente desde el diafragma central.

Fuente: Planos As-Built.

Metodología

El presente proyecto desarrolla su metodología en un caso de estudio que consiste en el cálculo de los índices de desempeño y capacidad de carga viva por medio de la prueba de carga de diagnóstico ejecutada en el puente sobre el Río Peje, descrito en la sección de Marco Teórico. Esto debido a que se pretende ejemplificar los resultados de manera cuantitativa para valorar finalmente la condición estructural de un puente y sus beneficios de una manera más concreta.

Por consiguiente, se realizó una revisión bibliográfica de literatura relacionada con las pruebas de carga, monitoreo de salud estructural, capacidad de carga viva e índices de desempeño. Con la finalidad de comprender la utilización de los datos y variables de los diferentes cálculos.

Las actividades para lograr los objetivos del caso de estudio consistieron en: revisión de la documentación de la prueba de carga ejecutada y de los planos del puente, análisis probabilístico de las variables obtenidas por la prueba y variables de resistencia, y por último la capacidad de carga viva. En el Apéndice 1 se encuentra dos fluxogramas de procedimiento para la ejecución de la prueba de carga y los indicadores de desempeño.

Prueba de carga de diagnóstico

La prueba de carga fue ejecutada el 17 de febrero del 2016 en el puente sobre Río Peje, en Siquirres. El objetivo general de la prueba, era comparar el comportamiento del modelo teórico con los resultados de la prueba; por lo cual se optó por una prueba de carga de diagnóstico.

Cabe destacar que no se realizó una inspección detallada de la estructura, debido que la estructura estaba recientemente inaugurada (2016), por lo cual no se notaban daños visuales por los cuales se requiriera una inspección. Se

verificaron las medidas a grandes rasgos con el objetivo de asegurarse que coincidieran con los planos.

Instrumentación

Se realizaron dos tipos de pruebas de cargas para el análisis de la estructura: estática y dinámica. Por lo cual se implementaron instrumentos para la medición de ambas condiciones.

Para las deformaciones se emplearon sensores eléctricos, de fibra óptica, con mediciones de deformaciones en microstrain. Se utilizan los ST-350 de Bridge Diagnostic. El equipo de adquisición de datos es el CR-3000 de Campbell Scientific.

En la medición del desplazamiento, se utilizaron transductores de desplazamiento LVDT inalámbricos de Bridge Diagnostic. El equipo de adquisición de datos es el STS de Bridge Diagnostic.

Por último, la aceleración se midió usando acelerómetros de Bridge Diagnostic, uno en cada dirección. El equipo de adquisición de datos es el STS de Bridge Diagnostic.

Los equipos fueron previamente comprobados en el laboratorio para determinar su correcto funcionamiento. En la Figura 22 se observa cómo se instalaron los sensores en el puente.

Durante la prueba, el sensor de medición de la deformación instalado en la Viga del Eje 2 se desplazó, por lo cual los datos medidos no son representativos y se descartaron para los análisis posteriores.

El puente cuenta con diversos componentes que de igual manera pueden reaccionar a los esfuerzos; por lo cual para justificar en cuáles elementos eran de mayor provecho realizar las mediciones, se realizó un análisis Failure Mode Effects Analysis (FMEA).

Esta “es una de las técnicas más utilizadas para enumerar formas o modos potenciales por medio de los cuales pueden fallar los componentes de un

sistema” (Acuña, 2003). El resultado se puede observar en el Apéndice 2.

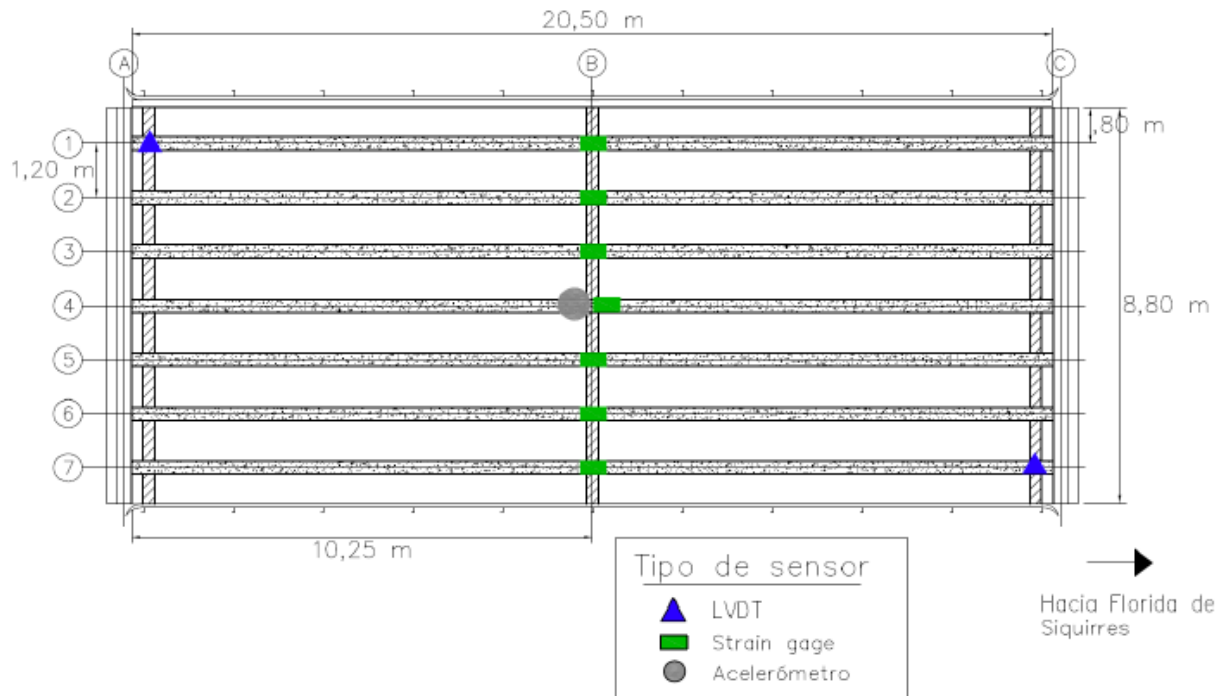


Figura 22. Configuración de instalación de instrumentación en puente.
Fuente: CIVCO, 2017.

Pesaje de los camiones de carga

El peso de los camiones se realizó en la empresa FRUCTA ubicada en Siquirres, la cual suministró al personal del CIVCO las balanzas.

Con base en el análisis previo a la prueba de carga, se determinó que las vagonetas debían pesar al menos 25 toneladas. En el Cuadro 7 se muestran los resultados del pesaje de las vagonetas; además se observan los parámetros utilizados del camión de calibración HS-20.

Condiciones de carga

Como se mencionó en la sección de Marco Teórico, las condiciones en las que el puente se va a cargar en la prueba, deben ser analizadas por

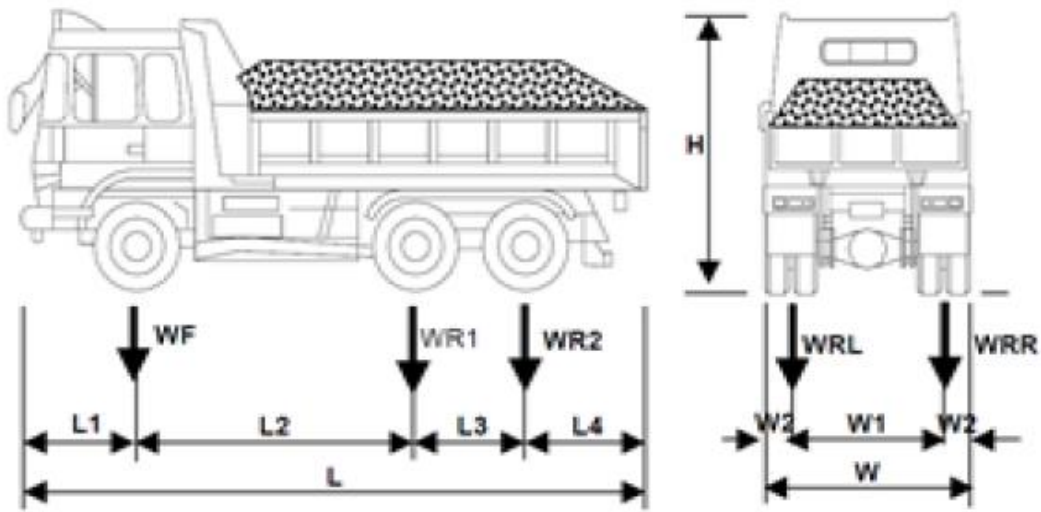
expertos en el tema de análisis estructural, con el fin de que el puente no alcance el punto inelástico de los materiales. Por lo cual, antes de iniciar con los casos se midió el efecto que provocaba una sola vagoneta.

Se realizaron 6 casos de carga: 2 de prueba estática donde los vehículos de carga permanecen estáticos en un punto específico del puente; y 4 de prueba dinámica donde los vehículos de carga pasan a una velocidad determinada por el puente. Para efectos de este trabajo, se presenta solo los resultados obtenidos por las pruebas estáticas.

Prueba estática Caso I

Este caso corresponde a las dos vagonetas del Cuadro 7 en el centro del claro del puente, de manera que se alcancen esfuerzos de flexión significativos en las vigas instrumentadas.

Cuadro 7. Pesaje y medición de vagonetas



Vagoneta			1	2	HS-20
Número de Placa			152745	17580	-
Parámetro	Constante	Diagrama	Magnitud		
Dimensiones [m]	Longitud	L2	4.65	4.40	4.20
		L3	1.35	1.25	4.20
	Ancho	W1	2.05	2.00	1.80
Pesos [ton]	Llantas Delanteras (WF)	Izquierda (L)	2.98	3.10	1.80
		Derecha (R)	2.98	3.10	1.80
		Total	5.96	6.20	3.60
	Llantas Traseras (WR1)	Izquierda (L)	5.05	5.40	7.25
		Derecha (R)	5.05	5.40	7.25
		Total	10.10	10.80	14.50
	Llantas Traseras (WR2)	Izquierda (L)	5.05	5.40	7.25
		Derecha (R)	5.05	5.40	7.25
		Total	10.10	10.80	14.50
Total			26.16	27.80	32.60

Fuente: CIVCO, 2017; AASHTO, 2011.

La prueba duró aproximadamente 3 minutos desde la estabilización del camión hasta la salida del camión. Las mediciones se realizaron cada 2 segundos. Se ubicaron en dirección hacia Florida, las medidas de colocación de los vehículos sobre el puente se observan el Anexo 1. Los resultados de deformación de la prueba se encuentran en el Anexo 2.

Prueba estática Caso II

En este caso las dos vagonetas del Caso I, fueron dispuestas una tras otra en un solo carril, con el objetivo de cargarlo de manera de simular una condición crítica para las vigas laterales.

La prueba duró aproximadamente 3 minutos desde la estabilización del camión hasta la salida del camión. Las mediciones se realizaron cada 2 segundos. Se ubicaron en dirección hacia

Florida, las medidas de colocación de los vehículos sobre el puente se observan en el Anexo 1. Los resultados de deformación de la prueba se encuentran en el Anexo 2.

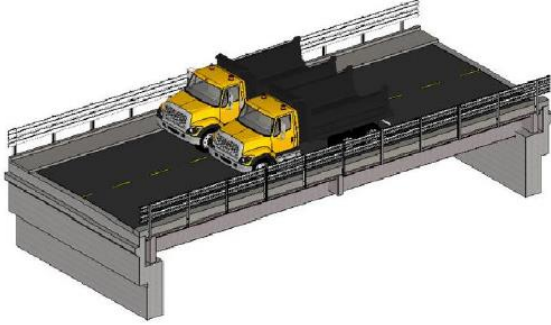


Figura 23. Condición de carga estático – Caso I.

Fuente: CIVCO, 2017.

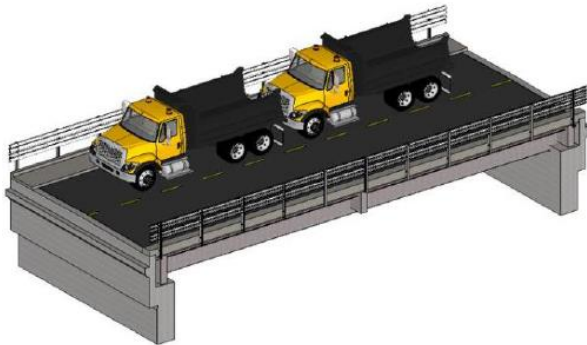


Figura 24. Condición de carga estático – Caso II.

Fuente: CIVCO, 2017.

Estado límite

Con el objetivo de evaluar la Ec. (6) de la sección del Marco Teórico, se desarrollaron dos ecuaciones de análisis y capacidad de los elementos de las vigas presforzadas: por flexión y esfuerzos de trabajo. Para este análisis, no fue tomado en cuenta el acero de refuerzo convencional, solo el acero de presfuerzo, con el objetivo de facilitar la intervención de variables aleatorias.

El estado límite se evaluó para los dos casos realizados en la prueba de diagnóstico en las condiciones estáticas, puesto que las pruebas dinámicas están fuera del alcance del proyecto.

Capacidad de flexión

Se empleó la ecuación de capacidad de soporte de flexión para una sección normal. Donde se debe verificar en primera instancia la altura de la zona en compresión [Ec. (23)]. Si el canto es menor al espesor del ala de la viga (h_i), el estado límite (g_f) es definido por la Ec. (24); si es al contrario, se define por la Ec. (25).

$$x = f_p A_p / f'_{cp} b'_{cf} \quad (23)$$

$$g_f = R - L = f_p A_p \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) - (M_1 + M_2 + M_3 + M_4) \quad (24)$$

$$g_f = [R] - [L] = \left[f'_{cp} (b'_{cf} - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_{cp} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \right] - [(M_1 + M_2 + M_3 + M_4)] \quad (25)$$

Donde, R: resistencia; L: demanda; f_p : resistencia a la tracción del acero de presfuerzo; A_p : área de sección de la barra de presfuerzo; f'_{cp} : resistencia a la compresión del concreto de las vigas; b'_{cf} : ancho en compresión; b: espesor del alma de la viga; h'_f : espesor promedio de ala de la viga; h_0 : altura efectiva de la sección de viga; M_{1-4} : momento debido a carga muerta de elementos estructurales, accesorios, carga viva e impacto; respectivamente.

Los momentos de demanda por carga muerta de elementos estructurales y accesorios, así como la carga viva y de impacto por el HS-20, se determinaron por medio del modelo realizado en CSiBridge 2019 (Apéndice 3). Los momentos producidos para el caso de la prueba se carga se realizó por la Ec. (26), con el fin de tomar en cuenta el efecto de las deformaciones medidas. En este caso no se tomó en cuenta el impacto (M_4).

$$M_3 = (M_{3-T} / \epsilon_T) \epsilon_P \quad (26)$$

Donde, M_{3-T} : momento de modelo teórico; ϵ_P : deformación medida por la prueba de carga; ϵ_T : deformación de modelo teórico.

Esfuerzos de trabajo

En el cálculo del estado límite de esfuerzos de trabajo se emplearon las fórmulas de revisión de esfuerzos para etapas de carga de la AASHTO. Esta fórmula incluye los esfuerzos axiales en la fibra superior e inferior de la sección de la viga y es un estado límite de servicio.

Los esfuerzos producidos son calculados a partir de los momentos M_{1-3} , con el objetivo de tener compatibilidad con el primer estado de falla evaluado [Ver Ec. (27), Ec. (29), Ec. (30)].

De igual manera, se toma en cuenta solo el acero de presfuerzo para el esfuerzo producido por este [Ec. (28)]. La resistencia admisible del elemento, se calcula para la compresión y tensión, como se observa en la Ec. (31) y Ec. (32), respectivamente. El resultado negativo indica compresión y positivo indica tensión.

$$f_M = \pm M_1 c_{(t-b)} / I_C \quad (27)$$

$$f_{AP} = -0.8 \left(\frac{P_{ipo}}{A_c} \pm \frac{P_{ipo} e_{po} c_{(t-b)}}{I_c} \right) \quad (28)$$

$$f_{acc} = \pm M_2 c_{c(t-b)} / I_{cc} \quad (29)$$

$$f_{viv} = \pm M_3 c_{c(t-b)} / I_{cc} \quad (30)$$

$$f_{comp} = 0.6 f'_{cp} \quad (31)$$

$$f_{tens} = 1.6 \sqrt{f'_{cp}} \quad (32)$$

Donde, c_t , c_b : centroide de la sección de viga medido desde borde superior e inferior, respectivamente; I_c : inercia de la sección de viga; P_{ipo} : fuerza de postensado en la viga [N° torones * fuerza de tesado]; A_c : área transversal de la viga; e_{po} : excentricidad de fuerza de presfuerzo; c_{ct} , c_{cb} : centroide de sección compuesta viga-losa medido desde borde superior e inferior respectivamente; I_{cc} : inercia de sección compuesta de viga-losa; \pm : signo negativo para análisis en borde superior, signo positivo para análisis en borde inferior.

Por tanto, la demanda axial del sistema se expresa como:

$$L = f_M + f_{AP} + f_{acc} + f_{viv} \quad (33)$$

Análisis probabilístico

Para la realización del análisis probabilístico se utilizó el programa Minitab 18®, donde se efectuaron los análisis estadísticos de las variables, descritos a continuación.

Pruebas de bondad de ajuste

Se realizó una prueba de bondad de ajuste para las deformaciones medidas en campo para el ajuste en distribución normal; debido a que es la distribución más utilizada para esta variable en los diferentes estudios publicados por expertos (Gao, 2012; Ortiz y Picado, 2017; Frangopol et. al., 2008).

Existen diversos métodos de prueba para la evaluación del ajuste, entre las más significativas y utilizadas a nivel internacional están: Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling y Ryan-Joiner. Picado (comunicación personal, 2018) explica que las diferencias radican en el tamaño de la muestra, consideración de las colas o por el comportamiento físico de la muestra.

Para los datos se utilizó la prueba de Anderson-Darling [Ec. (34)], la cual mide el área entre la línea ajustada (de la distribución elegida) y la función de paso no paramétrica (puntos de datos). Debido a que son datos de deformación, pueden tener una variación significativa con respecto a la carga que se aplique al puente, por lo cual las colas de distribución de los datos medidos durante la prueba pueden ser frecuentes, por tanto, se deben tomar en cuenta una mayor sensibilidad; así como lo hace este método. Mientras que los otros dos, poseen una mayor sensibilidad en el centro que en las colas. Se utilizó un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$.

$$A^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (2i-1) [\ln F(Y_i) + \ln(1 - F(Y_{n+1}))] \quad (34)$$

Donde, $F(Y_i)$ = función de distribución acumulada de la distribución normal estándar; Y_i = datos ordenados.

Parámetros estadísticos de variables aleatorias

Para la evaluación probabilística de los estados límite, se eligieron 5 variables aleatorias: resistencia a la compresión del concreto, resistencia a la tensión del acero de presfuerzo, área transversal del acero de presfuerzo, altura efectiva de la viga y el efecto de momento debido a la carga viva.

Justificación

Se escogieron estas variables puesto que fueron las que se encontraron un coeficiente variación concordante con el caso en estudio en la literatura (ya que se carece de pruebas mecánicas). Adicionalmente, son las que se determinaron que pueden variar con más probabilidad en el tiempo debido a factores ambientales durante el uso de la estructura, o bien en la fase constructiva.

Por último, entre mayor sea el número de variables aleatorias, mayor es el número de iteraciones de la simulación de Monte Carlo, lo que se podría requerir programas con mayor procesamiento y complejidad como Matlab®.

Se utilizaron los coeficientes de variación mostrados en el artículo "Reliability Simulation and Sensitivity Analysis of Prestressed Concrete Bridge" de Xiao, Hu & Tan (2014), los cuales a su vez provienen de datos empíricos de un extenso estudio efectuado en puentes de un tramo de la red nacional de China (Li, Wu & Shen, 2008; GB/T 5224, 2003).

La desviación estándar se calculó con base en la Ec. (35), el promedio utilizado es el valor estipulado en los planos.

$$Cv = \sigma / \bar{x} \quad (35)$$

Donde, Cv: coeficiente de variación; σ : desviación estándar; \bar{x} : promedio de la muestra.

La desviación estándar de M_3 se calcula con base en la desviación de las mediciones de deformación [Ver Ec. (26)].

Para las variables se utilizó una distribución probabilística normal para describir el comportamiento de las variables, debido a que no se poseían datos suficientes para realizar una

prueba de bondad de ajuste, por tanto la elección se fundamenta en la teoría.

Aplicación de Simulación de Monte Carlo

La simulación de Monte Carlo se aplicó con base en los modelos matemáticos de los estados límites, y las variables aleatorias descritas anteriormente.

Para aplicarlo por medio del software Minitab 18®, se generaron números aleatorios por medio del promedio, desviación estándar y siguiendo una distribución normal de cada variable.

Puesto que no existe una fórmula establecida para el cálculo del número de iteraciones a ejecutar, se decidió generar 10,000 números aleatorios de cada variable y, realizar los cálculos correspondientes; por lo cual las variables de salida también poseen un número de muestras de 10,000.

El resumen de los parámetros a utilizar como variables aleatorias se puede observar en el Cuadro 8.

A partir de estos números generados, se aplican las ecuaciones (18) – (28) por cada fila generada de datos aleatorios y con los parámetros determinísticos, como se muestra en la Figura 25.

Donde por ejemplo,

$$M3_{V1} = (M_{3-T1} / \epsilon_{T1}) \epsilon_{P1}$$

$$M3_{V1} = (4198250 \text{ kg} - \text{cm} / 46.2740) \times 45.7276 \\ = 4148677.37 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M3_{V1} = (4198250 \text{ kg} - \text{cm} / 46.2740) \times 45.8205 \\ = 4157109.81 \text{ kg} - \text{cm}$$

C9	C16 ✓
Strain_V1_S	M3_V1
45.7276	4148677
45.4928	4127373
45.7835	4153745
45.8205	4157109

Figura 25. Ejemplo de cálculo de variables aleatorias.

Cuadro 8. Estadística descriptiva de variables aleatorias para la simulación						
Variable	Tipo de Distribución	N° Caso	N° Datos	Media	Coefficiente Variación	Desviación Estándar
f _{cp}	Normal	-	10,000	600	0.0344	20.64
A _p	Normal		10,000	12.87	0.0080	0.10296
d _p	Normal		10,000	102.5	0.0021	0.21525
f _p	Normal		10,000	18900	0.0101	190.89
ε _{V1}	Prueba de bondad de ajuste ²	1	10,000	31.006	0.0081	0.253
		2	10,000	45.779	0.0027	0.122
ε _{V3}		1	10,000	19.882	0.0067	0.134
		2	10,000	28.454	0.0116	0.330
ε _{V4}		1	10,000	18.986	0.0125	0.237
		2	10,000	28.761	0.0138	0.398
ε _{V5}		1	10,000	24.096	0.0259	0.625
		2	10,000	33.336	0.0202	0.673
ε _{V6}		1	10,000	13.171	0.0261	0.344
		2	10,000	20.113	0.0176	0.353
ε _{V7}		1	10,000	10.194	0.0642	0.655
		2	10,000	14.779	0.0427	0.631

Indicadores de desempeño

Con base en las variables aleatorias generadas por la simulación de Monte Carlo, y sus consiguientes resultados, se evaluó el índice de confiabilidad y a partir de ese resultado la probabilidad de falla y de supervivencia.

Sin embargo, debido a que no se estuvo presente en la prueba de carga realizada al puente, se cree prudente considerar un porcentaje de error; pues como se observó en el Cuadro 1, existen diversas fuentes que en ocasiones no se pueden advertir. Por lo tanto, la Ec. (12), se modifica para tomar en consideración un porcentaje de error (e_s), además la desviación estándar del efecto de carga (σ_Q), se considera función de los otros parámetros estadísticos [Ec. (36)] (Frangopol, et. al., 2008).

$$\sigma_Q = \mu_Q \sigma_R / \mu_R \quad (36)$$

$$\beta = (\mu_R - \mu_Q \times f_s) / \left\{ \sigma_R \left[1 + (\mu_Q / \mu_R)^2 \right]^{1/2} \right\} \quad (37)$$

$$f_s = 1 + e_s \quad (38)$$

² Ver Sección de Resultados.

Por lo tanto, la consideración del error en cada sensor es de $e_s = 3\%$, debido a que tomar el máximo de cada fuente de error puede ser muy conservador y evidenciar una desconfianza en la ejecución de la prueba.

El cálculo se realizó con la ayuda del programa Minitab 18®.

Para el cálculo de las probabilidades de falla de cada elemento, se utilizó la Ec. (13), por medio de la función de Microsoft Office Excel 2010 "DISTR.NORM.ESTAND.N(-β;1)"

Capacidad de carga viva

Para el cálculo de la capacidad de carga viva, las Ec. (18) – (21), mientras que la Ec. (22) se evalúa con base en los efectos de cargas dados por el modelo realizado en CSi Bridge 2019 a partir del camión de calibración HS-20 colocado en la posición más cercana al utilizado en la prueba de carga.

Con el fin de realizar una comparación de resultados con la confiabilidad calculada del puente, se emplean las mismas ecuaciones de

estado límite para la evaluación de carga viva, pero en este caso se utilizan los promedios de todas las variables usadas (y el máximo para las deformaciones medidas en campo, para la calibración), por lo que en este cálculo no intervienen las desviaciones estándar o correlaciones.

Propiedades físicas

Se presentan las propiedades de los materiales (Cuadro 9), las propiedades para el cálculo de carga de los accesorios (Cuadro 10); las cuales fueron repartidas como carga lineal en las vigas y las propiedades geométricas de las secciones individuales y compuestas (Cuadro 11)

Cuadro 9. Propiedades de los materiales			
Parámetro	Símbolo	Unidades	Magnitud
Res. Conc. Vigas	f'c_v	kg/cm ²	600
Res. Conc. Losa	f'c_L	kg/cm ²	280
Mód. Conc. Vigas	Ev	kg/cm ²	369872.9512
Mód. Conc. Losas	EL	kg/cm ²	252671.328
Relación modular	nc	adim	0.683
Res. Tracc. Acero Presf.	fp	kg/cm ²	18900
Res. Fluencia. Acero Presf.	fpy	kg/cm ²	17010
N° torones	nt	und	13
Fuerza por torón	P	kg	13100
Área de torón	App	cm ²	0.99
Área total de acero presf.	Ap	cm ²	12.87
Fuerza postensado inicial	Pipo	kg	170300

Fuente: Información de planos.

Cuadro 10. Propiedades de accesorios			
Parámetro	Símbolo	Unidades	Magnitud
Peso vol. Asfáltico	γasf	ton/m ³	2.1
Espesor asfalto	tasf	m	0.05
Peso de carga asfáltica	wasf	ton/m	0.126
Ancho de acera	b-acer	m	1.2
Espesor de acera	t-acer	m	0.15
Número de acera	n-acer	und	1
Peso vol. Concreto	γconc	ton/m ³	2.4
Peso baranda	w-bar	ton/m	0.2
Peso de accesorios	w-acc	ton/m	0.090

Fuente: Información de planos.

Cuadro 11. Propiedades de la sección			
Parámetro	Símbolo	Unidades	Magnitud
Altura viga	hv	cm	120
Área viga	Ac	cm ²	2648.75
Módulo sección	Sv	cm ³	45287.5
Inercia sección	Ic	cm ⁴	3387561
Centroide desde borde inf.	cb	cm	74.63
Centroide desde borde sup.	ct	cm	45.37
Ancho prom. Alma	bw	cm	150
Ancho sup. Viga	btop	cm	450
Altura losa	hL	cm	18.5
Ancho efec. Losa	bt	cm	120
Área efec. Losa	AL	cm ²	2220
Inercia losa	IL	cm ⁴	63316.25
Centroide desde borde inf.	ysl	cm	129.25
Long. Viga	L	m	20.5
Sep. Vigas	Sv	cm	120
Ancho puente	Apu	m	8.8
NºVigas	nv	und	7
Altura. Secc. Comp.	hc	cm	138.5
Área. Secc. Comp.	Ac	cm ²	4165.30
Centroide desde borde inf.	ycc	cm	94.52
Inercia secc. Comp.	Icc	cm ⁴	6307911.70
Dist. Eje Neutro - borde inf.	ccb	cm	94.52
Dist. Eje Neutro - borde sup.	cct	cm	25.48
Ancho en compresión	b'f	cm	120
Dist. Torón a borde sup.	dp	cm	102.5
Excentricidad de fuerza	epo	cm	57.13

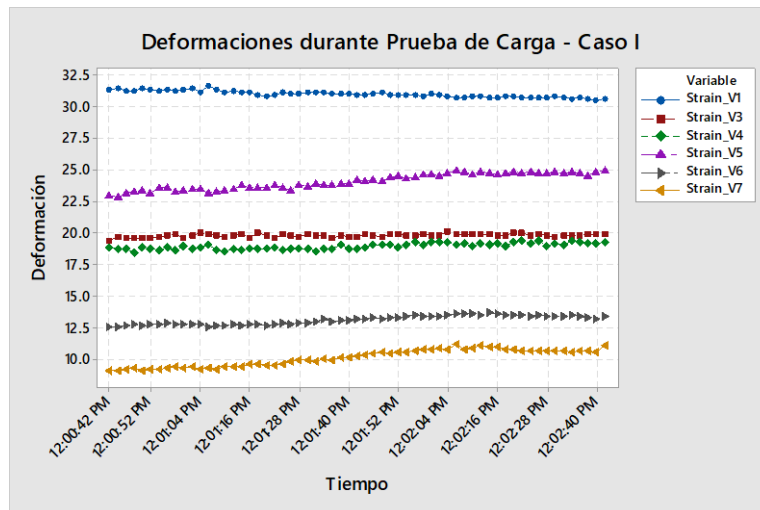
Fuente: Información de planos.

Resultados

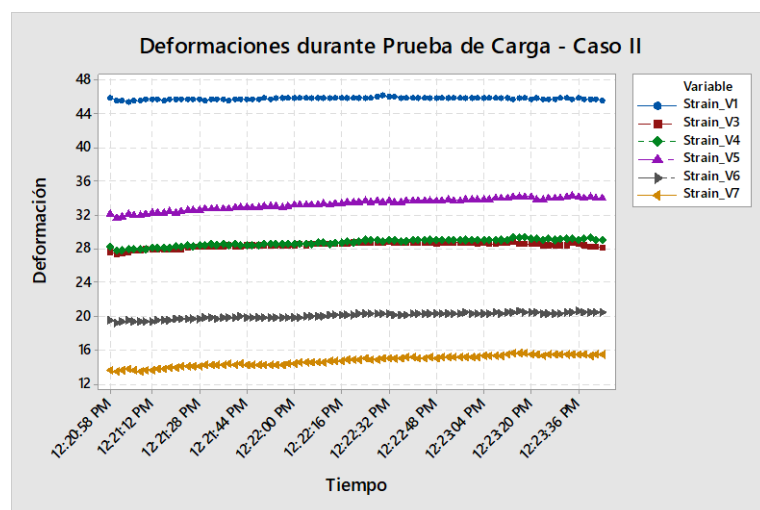
Prueba de Carga

se muestran de manera gráfica en las Figuras 26.a y 26.b, junto a la hora real de la toma del dato, desde la estabilización hasta la salida del camión.

Los datos registrados de deformación en cada uno de los casos de carga (I: 61 datos y II: 84 datos),



(a)

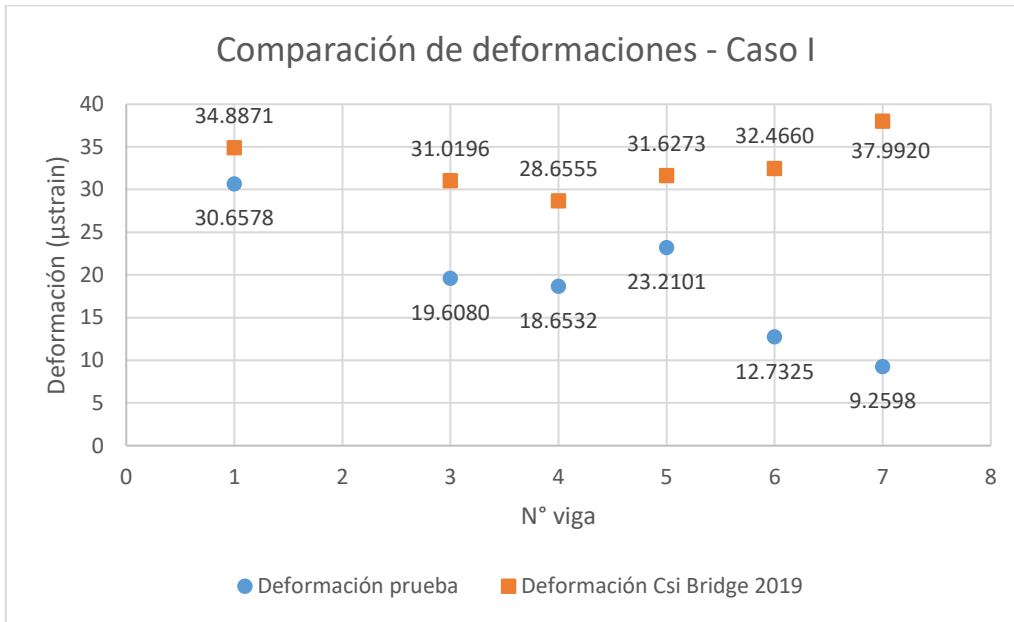


(b)

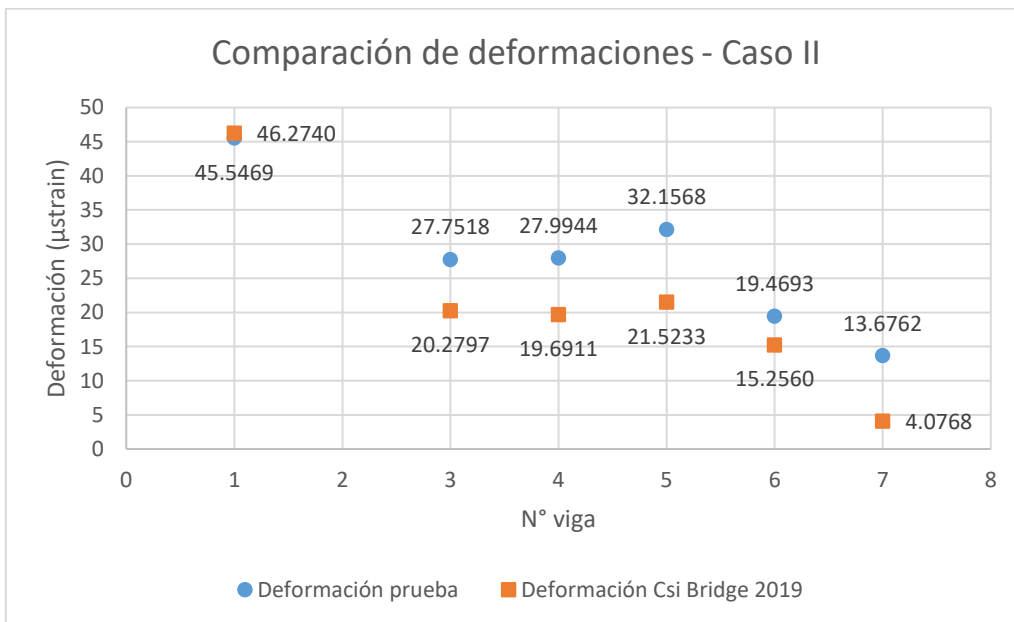
Figura 26. Deformación con respecto al tiempo a) Caso I; b) Caso II. Elaborado con Minitab 18®.

La comparación del percentil 95 de las deformaciones obtenidas por la pruebas de carga del Caso I y Caso II (deformación real), con las

deformaciones obtenidas en el mismo punto por el modelo de CSi Bridge 2019 (deformación teórica), se muestran en la Figura 27.a y 27.b.



(a)



(b)

Figura 27. Comparación de deformaciones reales y teóricas a) Caso I; b) Caso II.

Análisis de probabilidad

Como se mencionó en la sección de Metodología, se realizan pruebas de normalidad para las deformaciones, pero debido a que no todas las variables rechazan la hipótesis nula (ver resultados gráficos en Apéndice 4), entonces se realizan pruebas para las distribuciones

probabilísticas: normal, Gamma, Weibull y lognormal; por el método de Anderson-Darling.

En el Cuadro 12 se muestran los p-value resultantes de cada una de las distribuciones. Se observa que algunas variables no cumplen con el nivel de significancia escogido de $\alpha = 0.05$ para ninguna distribución; por lo tanto para estos casos se decide utilizar una distribución normal, de igual manera si cumple en todas; esto debido a que es la distribución más utilizada en la bibliografía.

Cuadro 12. P-value de deformaciones reales						
Caso	Viga	Distribución probabilística				Distribución Elegida
		Normal	Gamma	Weibull	Lognormal	
I	1	0.343	>0.250	<0.010	0.335	Normal
	3	0.107	0.113	0.022	0.099	Normal
	4	0.044	0.043	<0.010	0.048	Normal
	5	<0.005	<0.005	<0.010	<0.005	Normal
	6	<0.005	<0.005	<0.010	<0.005	Normal
	7	<0.005	<0.005	<0.010	<0.005	Normal
II	1	0.008	0.009	<0.010	0.008	Normal
	3	<0.005	<0.005	0.014	<0.005	Normal
	4	<0.005	<0.005	<0.010	<0.005	Normal
	5	<0.005	<0.005	<0.010	<0.005	Normal
	6	<0.005	<0.005	<0.010	<0.005	Normal
	7	<0.005	<0.005	<0.010	<0.005	Normal

Fuente: Datos de análisis en Minitab 18®.

Una vez obtenida la distribución de probabilidad que describe cada variable, se realizan las respectivas simulaciones de Monte Carlo para las variables de entrada indicadas en el Cuadro 8. Las representaciones gráficas de las distribuciones de probabilidad de las variables simuladas se muestran a continuación (Figura 28.a, Figura 28.b, Figura 28.c, Figura 28.d, Figura 28.e, Figura 28.f).

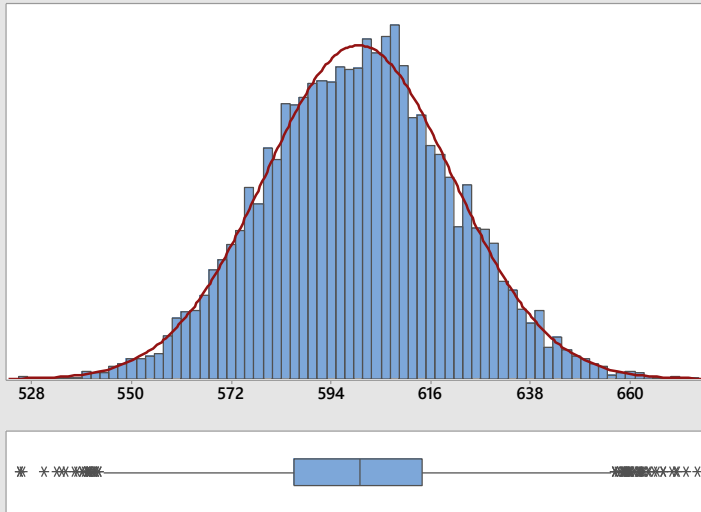
Debido a la cantidad de vigas y casos, el procedimiento gráfico se presentará con los resultados de la viga 1 del Caso I y el Caso II, puesto que son en las que se presentaron la mayor deformación.

Cabe rescatar que para todas las otras vigas y ambos casos (cuyos resultados se pueden

observar en el Apéndice 4) se sigue el mismo procedimiento de simulación de Monte Carlo.

En el Cuadro 13 se presentan los resultados extraídos del modelo teórico de CSi Bridge 2019, de momentos debido a la carga muerta por peso propio (M_1), carga muerta debido a los accesorios (M_2) y carga viva cuando se colocan las cargas utilizados en la prueba (M_3) para ambos casos. Estos valores se tomaron como variables no aleatorias, por tanto se utilizan para solo estos para los cálculos posteriores.

Distribución Normal de Resistencia de Comp. Concreto (f'_{cp})



Anderson-Darling Normality Test

A-Squared	0.60
P-Value	0.120

Mean	600.09
StDev	20.76
Variance	430.98
Skewness	0.0308707
Kurtosis	-0.0596231
N	10000

Minimum	525.29
1st Quartile	585.72
Median	600.34
3rd Quartile	613.99
Maximum	674.91

95% Confidence Interval for Mean

599.69	600.50
--------	--------

95% Confidence Interval for Median

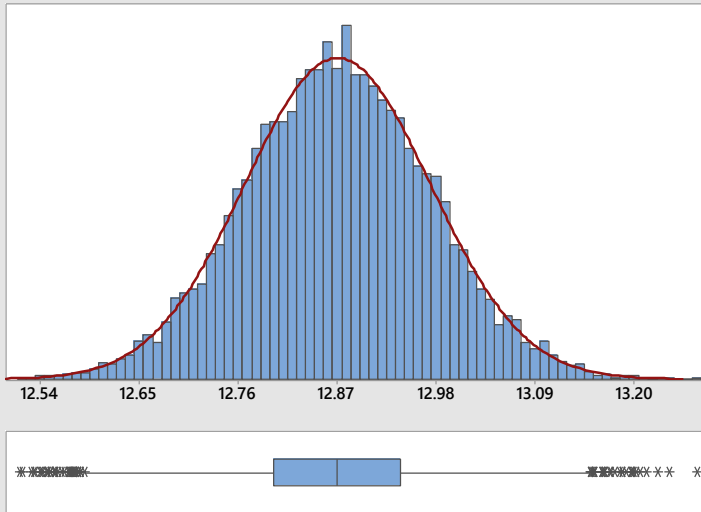
599.83	600.89
--------	--------

95% Confidence Interval for StDev

20.48	21.05
-------	-------

(a)

Distribución Normal de Área Transversal de Presfuerzo (A_p)



Anderson-Darling Normality Test

A-Squared	0.20
P-Value	0.880

Mean	12.871
StDev	0.103
Variance	0.011
Skewness	0.0074081
Kurtosis	0.0071513
N	10000

Minimum	12.517
1st Quartile	12.800
Median	12.870
3rd Quartile	12.941
Maximum	13.271

95% Confidence Interval for Mean

12.869	12.873
--------	--------

95% Confidence Interval for Median

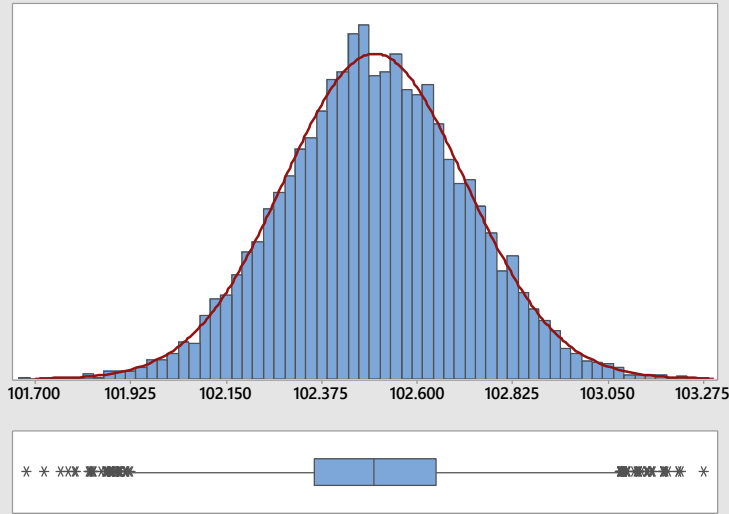
12.868	12.873
--------	--------

95% Confidence Interval for StDev

0.102	0.105
-------	-------

(b)

Distribución Normal de Altura Efectiva (dp)

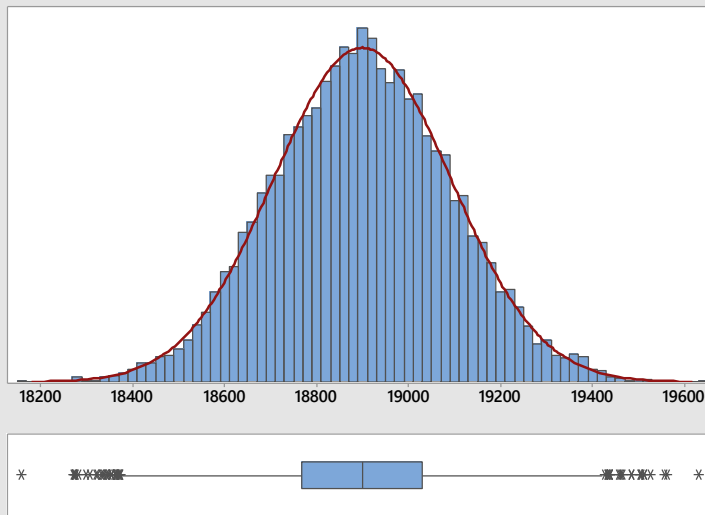


Anderson-Darling Normality Test

A-Squared	0.29
P-Value	0.620
Mean	102.50
StDev	0.21
Variance	0.05
Skewness	-0.0105533
Kurtosis	-0.0118030
N	10000
Minimum	101.68
1st Quartile	102.36
Median	102.50
3rd Quartile	102.64
Maximum	103.28
95% Confidence Interval for Mean	102.50 102.50
95% Confidence Interval for Median	102.49 102.50
95% Confidence Interval for StDev	0.21 0.22

(c)

Distribución Normal de Resistencia de Tracc. Presfuerzo (fp)

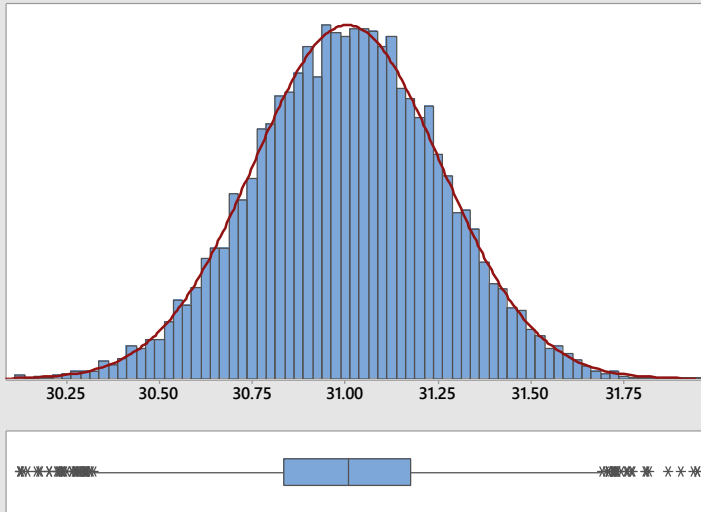


Anderson-Darling Normality Test

A-Squared	0.31
P-Value	0.546
Mean	18900
StDev	193
Variance	37259
Skewness	0.0228811
Kurtosis	-0.0693724
N	10000
Minimum	18158
1st Quartile	18767
Median	18900
3rd Quartile	19030
Maximum	19632
95% Confidence Interval for Mean	18896 18903
95% Confidence Interval for Median	18895 18904
95% Confidence Interval for StDev	190 196

(d)

Distribución normal de Deformación Real V1_Caso I



Anderson-Darling Normality Test

A-Squared	0.31
P-Value	0.562

Mean	31.006
StDev	0.253
Variance	0.064
Skewness	-0.0394463
Kurtosis	0.0010472
N	10000

Minimum	30.124
1st Quartile	30.835
Median	31.008
3rd Quartile	31.177
Maximum	31.949

95% Confidence Interval for Mean

31.001	31.011
--------	--------

95% Confidence Interval for Median

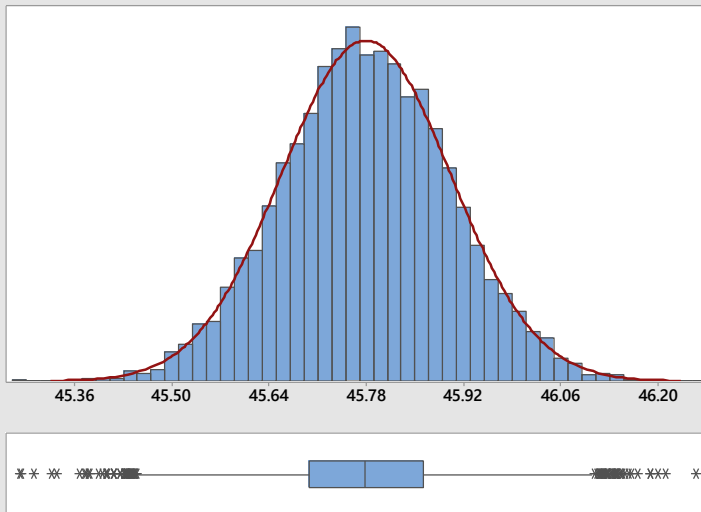
31.002	31.015
--------	--------

95% Confidence Interval for StDev

0.249	0.256
-------	-------

(e)

Distribución normal de Deformación Real V1_Caso II



Anderson-Darling Normality Test

A-Squared	0.23
P-Value	0.813

Mean	45.779
StDev	0.122
Variance	0.015
Skewness	-0.0094422
Kurtosis	0.0385214
N	10000

Minimum	45.281
1st Quartile	45.698
Median	45.778
3rd Quartile	45.862
Maximum	46.254

95% Confidence Interval for Mean

45.777	45.782
--------	--------

95% Confidence Interval for Median

45.775	45.782
--------	--------

95% Confidence Interval for StDev

0.120	0.124
-------	-------

(f)

Figura 28. Distribuciones normales de simulación de variables aleatorias [unidades en Cuadro 10] a) resistencia a la compresión del concreto; b) área transversal de acero de presfuerzo; c) altura efectiva; d) resistencia a la tracción de acero de presfuerzo; e) deformación real Caso I en Viga 1; f) deformación real Caso II en Viga 1.

Fuente: Datos de análisis con Minitab 18®.

Cuadro 13. Análisis de momentos teóricos				
Viga	Carga muerta		Prueba carga teórica	
	M1 [ton-m]	M2 [ton-m]	M3 _{T-CI} [ton-m]	M3 _{T-CII} [ton-m]
1	67.13	11.13	30.08	41.98
2	-	-	-	-
3	64.09	10.42	26.84	22.67
4	63.87	10.40	26.06	19.32
5	64.09	10.42	27.34	16.94
6	64.61	10.51	28.12	11.37
7	67.13	11.13	32.37	4.08

Fuente: Datos de análisis con CSi Bridge 2019.

Con base en los resultados anteriores de las simulaciones de variables aleatorias de entrada, y variables teóricas de CSi Bridge 2019, se realizaron los cálculos de las Ec. (23), Ec. (24) y Ec. (26); para el cálculo de la resistencia de las vigas (donde por los factores involucrados en el cálculo, todas las vigas tienen el mismo valor) y el

cálculo de los momentos de carga viva por la prueba de carga. Los resultados se muestran en el Cuadro 14. En los siguientes cuadros se resalta en negrita los valores más relevantes (mayor desviación estándar, valor crítico y más alto de cada caso).

Cuadro 14. Datos descriptivos de curva normal de estado de falla por flexión									
N° Caso	Viga	Tipo de momento	Media	Desviación estándar	Mínimo	Máximo	95% de confiabilidad de la media		
I	1	M3	26.7346	0.2178	25.9741	27.5480	26.7303	26.7389	
		Mu	109.6146	0.2178	108.8541	110.4280	109.6103	109.6189	
	3	M3	17.2040	0.1159	16.7655	17.6758	17.2017	17.2062	
		Mu	95.4940	0.1159	95.0555	95.9658	95.4917	95.4965	
	4	M3	17.2639	0.2159	16.3869	18.0587	17.2597	17.2682	
		Mu	94.8939	0.2159	94.0169	95.6884	94.8897	94.8982	
	5	M3	20.8278	0.5400	18.0708	22.8639	20.8172	20.8383	
		Mu	97.3978	0.5400	94.6408	99.4339	97.3872	97.4083	
	6	M3	11.4064	0.2976	10.3829	12.5318	11.4005	11.4122	
		Mu	87.4463	0.2976	86.4229	88.5718	87.4405	87.4522	
	7	M3	8.68666	0.5578	6.43777	10.6851	8.6757	8.6976	
		Mu	87.6666	0.5578	85.4178	89.6651	87.6557	87.6776	
	II	1	M3	41.5338	0.1108	41.0812	41.9644	41.5316	41.5360
			Mu	124.4138	0.1108	123.9612	124.8444	124.4116	124.8460
3		M3	31.8105	0.3684	30.4572	33.3597	31.8034	31.8178	
		Mu	110.1005	0.3684	108.7472	111.6497	110.0934	110.1078	

Continuación Cuadro 14								
N° Caso	Viga	Tipo de momento	Media	Desviación estándar	Mínimo	Máximo	95% de confiabilidad de la media	
II	4	M3	28.2134	0.3907	26.7551	29.8796	28.2058	28.2211
		Mu	105.8434	0.3907	104.3851	107.5096	105.8378	105.8511
	5	M3	26.2331	0.5298	23.9752	28.2919	26.2227	26.2435
		Mu	102.8031	0.5298	100.5452	104.8619	102.7927	102.8135
	6	M3	14.9877	0.2632	13.7962	15.8544	14.9825	14.9928
		Mu	91.0277	0.2632	90.0162	91.8944	91.0225	91.0328
	7	M3	14.7974	0.6319	12.4795	17.3569	14.7850	14.8097
		Mu	93.7774	0.6319	91.4595	96.3369	93.7650	93.7897
Resistencia flexión			245.2165	3.1738	233.4213	257.0034	245.1543	245.2787

Unidades en [ton-m].

Fuente: Datos de análisis con Minitab 18®.

Con base en los resultados obtenidos de las variables de salida aleatorias (M_3), se evalúan las Ec. (27) a Ec. (30) y la resistencia a esfuerzos

de trabajo con las Ec. (31) y Ec. (32). El resultado de la demanda de la Ec. (33) y la resistencia se presentan en el Cuadro 15.

Cuadro 15. Datos descriptivos de curva normal de esfuerzo de trabajo									
N° Caso	Viga	Posición axial	Media	Desviación estándar	Mínimo	Máximo	95% de confiabilidad de la media		
I	1	Sup.	-52.397	0.088	-52.725	-52.089	-52.398	-52.395	
		Inf.	-18.295	0.326	-19.435	-17.076	-18.301	-18.289	
	3	Sup.	-48.547	0.047	-48.737	-48.370	-48.548	-48.546	
		Inf.	-32.576	0.174	-33.233	-31.869	-32.580	-32.573	
	4	Sup.	-48.571	0.087	-48.892	-48.217	-48.573	-48.569	
		Inf.	-32.486	0.324	-33.800	-31.296	-32.493	-32.480	
	5	Sup.	-50.011	0.218	-50.833	-48.897	-50.015	-50.006	
		Inf.	-27.146	0.809	-31.277	-24.095	-27.162	-27.130	
	6	Sup.	-46.205	0.120	-46.659	-45.791	-46.207	-46.201	
		Inf.	-41.263	0.446	-42.797	-39.577	-41.272	-41.255	
	7	Sup.	-45.106	0.225	-45.914	-44.198	-45.111	-45.102	
		Inf.	-45.339	0.836	-48.709	-42.344	-45.355	-45.312	
	II	1	Sup.	-58.374	0.045	-58.548	-58.192	-58.375	-58.374
			Inf.	3.881	0.166	3.202	4.526	3.877	3.884
3		Sup.	-54.447	0.149	-55.073	-53.900	-54.450	-54.444	
		Inf.	-10.689	0.552	-12.717	-8.368	-10.700	-10.678	

Continuación Cuadro 15								
N° Caso	Viga	Tipo de momento	Media	Desviación estándar	Mínimo	Máximo	95% de confiabilidad de la media	
II	4	Sup.	-52.994	0.158	-53.667	-52.405	-52.997	-52.991
		Inf.	-16.079	0.585	-18.264	-13.582	-16.091	-16.068
	5	Sup.	-52.194	0.214	-53.026	-51.282	-52.198	-52.187
		Inf.	-19.047	0.794	-22.430	-15.962	-19.062	-19.031
	6	Sup.	-47.651	0.106	-48.002	-47.243	-47.654	-47.649
		Inf.	-35.897	0.394	-37.413	-34.598	-35.905	-35.889
	7	Sup.	-47.575	0.255	-48.609	-46.638	-47.580	-47.570
		Inf.	-36.182	0.947	-39.655	-32.347	-36.201	-36.164
Resistencia compresión			-360.06	12.46	-404.95	-315.17	-360.30	-359.81
Resistencia tensión			39.189	0.678	36.671	41.566	39.176	39.202

Unidades en [kg/cm²].

Fuente: Datos de análisis con Minitab 18®.

A partir de los parámetros estadísticos de los estados límites calculados, se realiza el cálculo de los índices de desempeño con la Ec. (37) y posteriormente con la función de Microsoft Office Excel, mencionada en la sección de Metodología.

En el Cuadro 16 se muestran los índices de desempeño calculados para el estado límite del momento, mientras que el Cuadro 17, los índices de desempeño para el estado límite de las condiciones axiales.

Cuadro 16. Índices de desempeño de análisis en flexión					
N° Caso	Viga	Índice de confiabilidad (β)	Probabilidad de supervivencia (S)	Probabilidad de falla (P_f)	Atributo
I	1	38.0601	1	0	Excelente
	3	43.1181	1	0	Excelente
	4	43.3353	1	0	Excelente
	5	42.4300	1	0	Excelente
	6	46.0439	1	0	Excelente
	7	45.9634	1	0	Excelente
II	1	32.8251	1	1.291E-236	Excelente
	3	37.8881	1	0	Excelente
	4	39.3999	1	0	Excelente
	5	40.4862	1	0	Excelente
	6	44.7387	1	0	Excelente
	7	43.7399	1	0	Excelente

Fuente: Datos de análisis con Minitab 18®.

Cuadro 17. Índices de desempeño de esfuerzos de trabajo							
N° Caso	Viga	Tipo fuerza	Índice de confiabilidad (β)	Probabilidad de supervivencia (S)	Probabilidad de falla (P_f)	Atributo	
I	1	Superior	24.3174	1	6.4164E-131	Excelente	
		Inferior	27.3582	1	4.3133E-165	Excelente	
	3	Superior	24.6687	1	1.1594E-134	Excelente	
		Inferior	26.1059	1	1.5624E-150	Excelente	
	4	Superior	24.6665	1	1.2242E-134	Excelente	
		Inferior	26.1139	1	1.2675E-150	Excelente	
	5	Superior	24.5353	1	3.1038E-133	Excelente	
		Inferior	26.5861	1	4.9145E-156	Excelente	
	6	Superior	24.8815	1	5.9001E-137	Excelente	
		Inferior	25.3284	1	7.7737E-142	Excelente	
	7	Superior	24.9811	1	4.9058E-138	Excelente	
		Inferior	24.9601	1	8.2948E-138	Excelente	
	II	1	Superior	23.7689	1	3.5035E-125	Excelente
			Inferior	51.6430	1	2.6468E-136	Excelente
3		Superior	24.1297	1	6.0993E-129	Excelente	
		Inferior	28.0101	1	6.1202E-173	Excelente	
4		Superior	24.2628	1	2.4224E-130	Excelente	
		Inferior	27.5492	1	2.2621E-167	Excelente	
5		Superior	24.3360	1	4.0781E-131	Excelente	
		Inferior	27.2932	1	2.554E-164	Excelente	
6		Superior	24.7501	1	1.5463E-135	Excelente	
		Inferior	25.8100	1	3.4238E-147	Excelente	
7		Superior	24.7571	1	1.2999E-135	Excelente	
		Inferior	24.8212	1	6.6166E-147	Excelente	

Fuente: Datos de análisis con Minitab 18®

Capacidad de carga viva

Como resultado del análisis de capacidad de carga viva, se revisa el 'Rating Factor' por medio de la evaluación en CSI Bridge 2019 del HS-20 con las características observadas en el Cuadro 7.

A continuación se muestran los factores de reducción de resistencia (con base en los Cuadros 3 y 4) y los factores de mayorización [con base en la descripción de la Ec. (18)] utilizados en el cálculo.

Cuadro 18. Factores a utilizar			
Factores de resistencia		Factores de carga	
ϕ_c	1.00	γ_{Dc}	1.25
ϕ_s	0.95	γ_{Dw}	1.25
Φ_R	0.85	γ_{LL}	1.35
Carga de impacto	0.2		de Carga viva

Fuente: Datos de AASHTO, 2011.

Los momentos resultados del momento producidos por el HS-20 colocados en la misma posición que el camión de carga, se muestran en el Cuadro 19.

Viga	M3-CI [ton-m]	M3-CII [ton-m]
1	36.3048	42.1249
3	30.7501	21.7144
4	30.2028	19.1845
5	30.7501	17.4061
6	31.5862	12.3130
7	36.3048	5.5161

Fuente: Datos de análisis con CSi Bridge 2019.

A su vez, se realizó la calibración por la prueba de carga de diagnóstico mediante el factor K.

En el Cuadro 20 se puede observar las deformaciones máximas medidas durante la prueba de carga para el cálculo del factor K_a . Las deformaciones esperadas (teóricas) se presentaron en la Figura 27.

Por consiguiente, se muestran los parámetros para el cálculo de K (suponiendo que se puede extrapolar a 1.33W [ver Cuadro 5]).

Viga	Caso I	Caso II
1	31.67031	46.10144
3	20.16943	28.98829
4	19.44665	29.3545
5	24.98472	34.28984
6	13.71555	20.62263
7	11.25839	15.70453

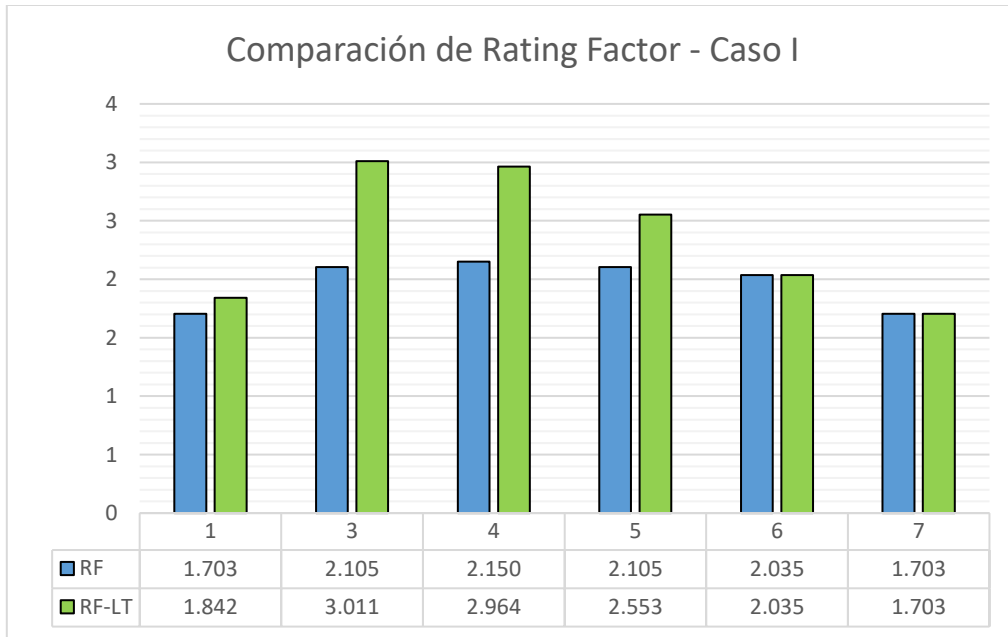
Fuente: Información de prueba de carga de diagnóstico.

Debido a que el estado límite axial que se evalúa en el trabajo es función del momento en la viga, evaluado para el estado límite de flexión, el parámetro T/W es el mismo, por consiguiente el K_b también. Asimismo con el factor K_a , que utiliza los mismos datos de deformación para la realización de la Ec. (21)

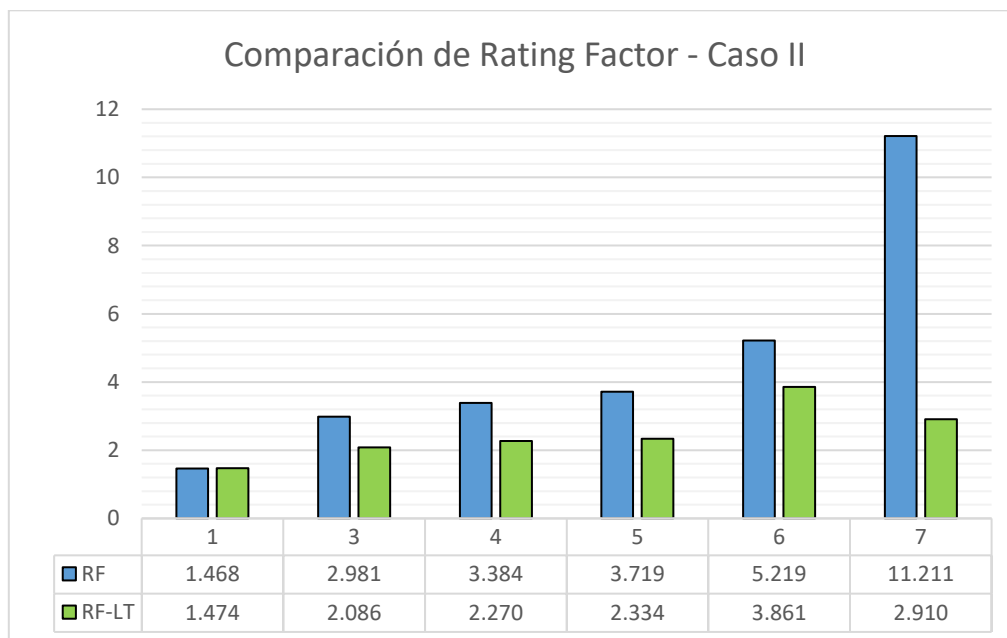
Nº Caso	Viga	T/W	K_a	K_b	K
I	1	0.607	0.102	0.8	1.081
	3	0.460	0.538	0.8	1.430
	4	0.468	0.474	0.8	1.379
	5	0.544	0.266	0.8	1.213
	6	0.291	1.367	0.0	1.000
	7	0.181	2.375	0.0	1.000
II	1	0.817	0.004	1.0	1.004
	3	1.191	-0.300	1.0	0.700
	4	1.193	-0.329	1.0	0.671
	5	1.212	-0.372	1.0	0.628
	6	0.982	-0.260	1.0	0.740
	7	2.069	-0.740	1.0	0.260

Por lo tanto, el Rating Factor fue calculado para cada estado límite de flexión y axial (superior e inferior), de igual manera que los índices de desempeño.

En la Figura 29.a y 29.b, se puede observar la comparación del Rating Factor convencional y el calibrado con la prueba de carga de diagnóstico para ambos casos. Mientras que en la Figura 30.a y 30.b son mostrados para el estado límite axial.

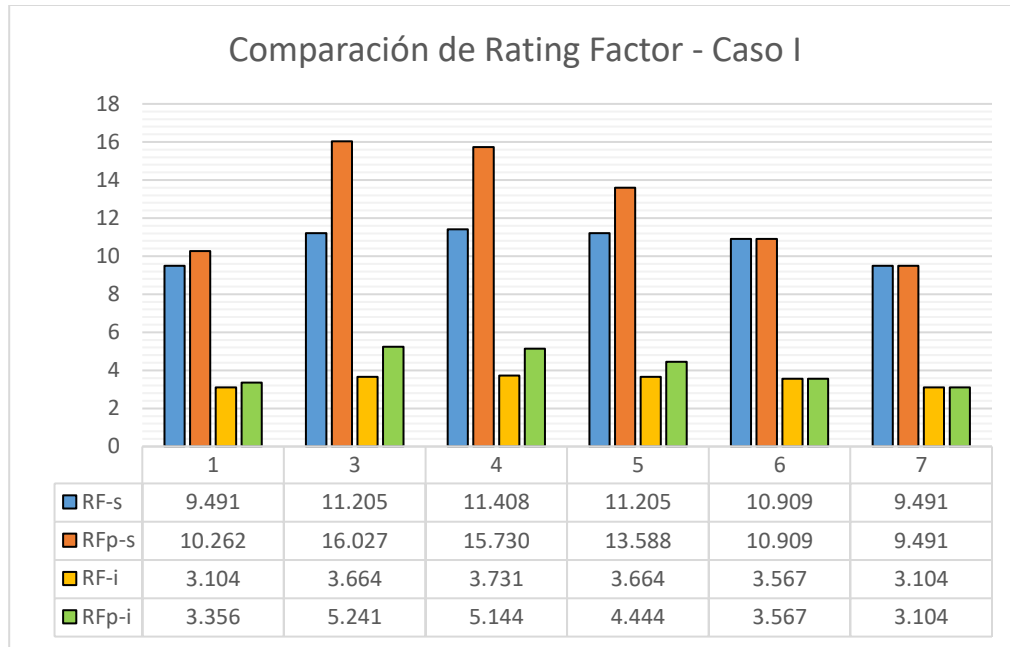


(a)

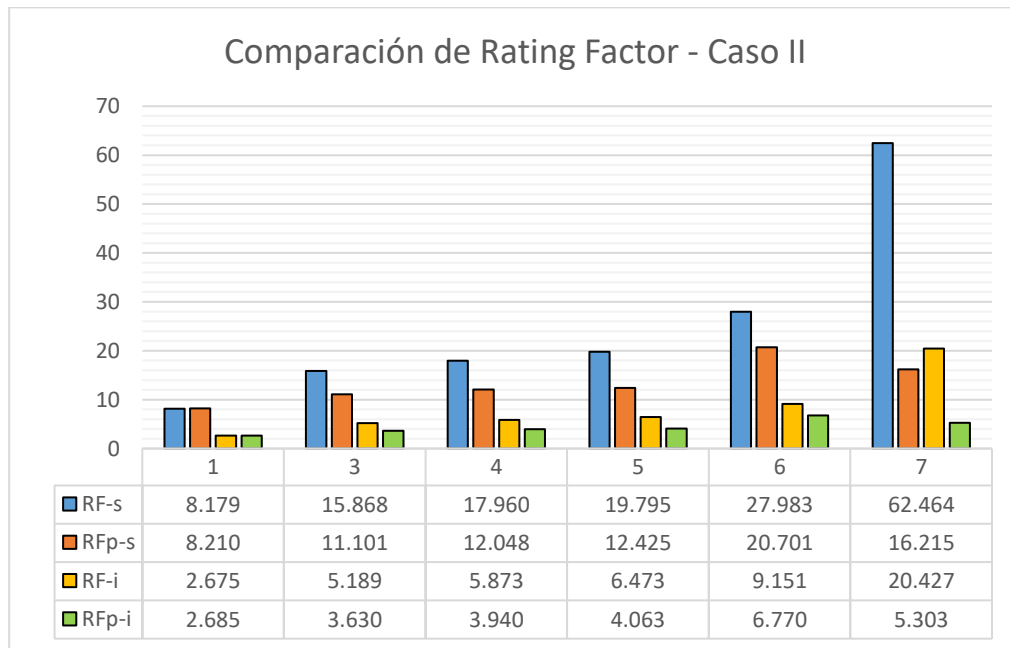


(b)

Figura 29. Comparación de Load Rating Factor de estado límite de flexión, a) Caso I; b) Caso II.



(a)



(b)

Figura 30. Comparación de Load Rating Factor de estado límite por esfuerzos de trabajo, a) Caso I; b) Caso II. [Donde, s: superior; i: inferior]

Cuadro 22. Resumen de datos críticos			
Parámetro	Viga	Caso	Magnitud
Índice de Conf. – Flexión	1	II	32.8251
Índice de Conf. – Axial Superior	1	II	23.7689
Índice de Conf. – Axial Inferior	7	II	24.8212
Load Rating – Flexión	1	II	1.474
Load Rating – Axial Superior	1	II	8.210
Load Rating – Axial Inferior	1	II	2.685

Análisis de resultados

Mediciones de deformación

Se debe recalcar que la principal razón por la que el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) contrató al Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO) para la realización de la prueba de carga sobre el río Peje, fue para validar el diseño estructural; debido a que para el momento en que se llevó a cabo, el puente solo tenía aproximadamente 1 año de construido, por tanto no se esperaba encontrar problemas de índole estructural.

En la Figura 26.a y 26.b se observan las deformaciones medidas durante la ejecución de la prueba de carga. Se puede notar que conforme avanza el tiempo, el valor de deformación tiende a aumentar levemente, entre 1 y 3 μstrain ; lo que indica la gradual estabilización de los elementos con respecto a la carga impuesta.

La viga 1 presenta mayores las deformaciones en ambos casos, con una diferencia significativa a las demás vigas (aproximadamente 6 μstrain en Caso I y 12 μstrain en Caso II, con respecto a la viga 5).

Asimismo se nota que a pesar de que los casos de carga efectuados en la prueba, poseen diferentes configuraciones de posición de las vagonetas, las vigas se esfuerzan en magnitud en el mismo orden, siendo de más esforzada a menos esforzada: 1, 5, 3, 4, 6 y 7. Esto implica una falta de representación de lo que se pretende con la ejecución de la prueba. Se esperaba contar con un tercer caso de carga donde los camiones reproduzcan el Caso II (donde hay una mayor deformación) en el otro carril, con objetivo de esforzar más las vigas 7 y 6, por ejemplo y, así determinar mejor el comportamiento de estos elementos ante las cargas.

Comparación con modelo teórico

En comparación con el modelo teórico realizado en CSi Bridge 2019, se puede ver en la Figura 27.a y Figura 27.b que las deformaciones teóricas del Caso I son superiores a las medidas, mientras que en el Caso II son inferiores en las vigas 3, 4, 5, 6 y 7.

Esto remarca el beneficio que se obtiene de las pruebas de carga de diagnóstico, puesto que la estructura no necesariamente se deforma como se predice en el modelo teórico.

Por ejemplo en el Caso I, la viga 7 se predecía como la mayor deformación del sistema (37.9920 μstrain) pero la realidad indica que posee la menor deformación (9.2598 μstrain), lo cual puede indicar que el diseño de los elementos se desempeña mejor de lo esperado. Además también es relevante cómo el modelo de CSi Bridge, repartía las cargas de manera que las deformaciones en las vigas fueran aproximadamente “simétricas”, mientras que en la prueba de carga se observa un comportamiento “descendiente”.

Esto puede deberse a que en el modelo teórico no fue contemplada la acera ni las barandas como elementos, sino solo como carga, lo que implica que la repartición de carga es equitativa en la estructura. Mientras que en la realidad, se tiene la acera del lado derecho, lo que puede proveer de mayor rigidez de ese lado (donde se ubica la viga 1) y menor rigidez el lado izquierdo (donde se ubica la viga 6 y 7) lo que implica que las cargas se transmiten por el lado con mayor rigidez. Otro factor que pudo influir fue que los carriles no miden igual (el derecho mide 3.2 m y el izquierdo 4.0 m), pero los camiones fueron dispuestos a una distancia igual de separación con respecto a la línea de separación de carriles, por lo que las cargas está situadas más cerca de la viga 1 que de la viga 7 (ver Anexo 1).

Enfocándose en el Caso II, se apunta que el modelo teórico no es totalmente acertado para el diseño, pues subestima el comportamiento de los elementos ante las cargas, debido a que se obtuvieron deformaciones inferiores a las reales. En este caso, la diferencia no es tan relevante (diferencia máxima de 10.6335 μ strain), sin embargo, se debe tener en cuenta que el puente tenía un año de uso y no se registraban daños críticos (ambientales o humanos) que comprometieran su estructura.

Por tanto, se entrevé que para años posteriores conforme el puente 'envejezca', las deformaciones reales pueden aumentar con respecto al modelo teórico, lo que señala una advertencia para la programación del mantenimiento; debido a que entre mayor sean las deformaciones del puente, mayor será las fuerzas actuantes en los elementos.

Pruebas de bondad de ajuste

En el Cuadro 12, se encuentran los valores de las pruebas de ajuste para diferentes distribuciones de probabilidad realizadas al conjunto de datos de deformaciones. Se puede observar que solo la viga 1 y 2 del Caso I, cumplen con el nivel de significancia establecido de $\alpha = 0.05$ para las distribuciones normal, gamma y lognormal; mientras que los otros conjuntos de datos, no cumplen con ninguna distribución de probabilidad.

Con base en los procedimientos encontrados en la bibliografía, se llegó a la conclusión de que la distribución más utilizada para esta variable es la normal (Xiao et. al., 2014; Ortiz & Picado, 2017; Frangopol et. al., 2008), por lo cual se eligió esa en los conjuntos de datos que no cumplía o en su defecto cumplía en la mayoría (incluyendo la normal).

Sin embargo, esta decisión afecta los resultados posteriores que comprendan la deformación medida; especialmente la carga aplicada (M_3 y M_u) puesto que son función de esta variable y por consiguiente tendrán la misma distribución probabilística.

Lo recomendable, según Picado (comunicación personal, 2018) es recolectar más datos (ejecutar la prueba en un periodo de tiempo

más largo) o bien realizar una investigación más exhaustiva acerca del manejo de los datos no normales. Esta segunda opción toma relevancia en el cálculo del índice de confiabilidad (β), debido a que su ecuación de cálculo es función de las distribuciones de probabilidad que sigan la resistencia y la carga; por tanto si poseen otra distribución diferente a la normal, la fórmula utilizada en este trabajo no es factible de usar.

Se aconseja la lectura de la tesis "Target Reliability Analysis for Structures" de Hooman (2015) [de libre acceso], donde se expone ampliamente el cálculo del índice de confiabilidad si la carga o resistencia siguen una distribución gamma o lognormal, por ejemplo.

Simulación de Monte Carlo en variables de entrada

Como se menciona en las secciones de Marco Teórico y Metodología, la utilización de la simulación de Monte Carlo requiere la establecer preliminarmente la distribución de probabilidad de la variable.

En la Figura 28 (a – f) se observa los resultados gráficos de las diferentes distribuciones normales simuladas con el método de Monte Carlo. Como se explicó anteriormente, si esta no es la distribución que mejor se ajusta al origen de los datos, esto puede afectar los resultados posteriores puesto que van a adoptar la distribución de las variables de entrada.

Se denota que los intervalos de 95% de confianza se conservan en un espacio relativamente pequeño, para todas las variables, sin embargo, existen datos distantes de las media dentro del 5% de probabilidad restante. Esto implica que de 9500 muestras de cada 10000 estarán en un rango aceptable, y 500 muestras de cada 10000 serán datos alejados del promedio.

Tomar en cuenta estos valores dentro del 5% fuera del intervalo de confianza, para las variables iniciales cobra importancia, debido a que a través del tiempo sus valores con variables con respecto al promedio especificado en planos.

Por ejemplo, el concreto es un material que si está en óptimas condiciones suele aumentar su resistencia a la compresión conforme avanza en el tiempo, como se demuestra en Al-

Manaseer et. al. (2011)³; pero que puede verse afectada por condiciones ambientales severas o accidentes de vehículos (que son comunes en puentes). Asimismo la resistencia de tracción y el área transversal del acero de presfuerzo, que si bien no suele ser mayor al especificado, conforme avanza el tiempo, fenómenos frecuentes como la corrosión o las pérdidas por fricción o elasticidad, pueden disminuir estas características.

Análisis de fuerzas externas

En el Cuadro 14 y Cuadro 15, se pueden observar los valores de momento y esfuerzo de trabajo último efectuados en la viga debido a la carga muerta estructural y de accesorios, así como por la carga viva de las vagonetas de la prueba de carga de diagnóstico.

Debido a que el momento último fue calculado con base en las deformaciones medidas, la viga con mayor momento actuante para cada caso es la 1, con 109.6146 ton-m (Caso I) y 124.4138 ton-m (Caso II). Por consiguiente, también es la más esforzada en los esfuerzos de trabajo por el Caso II tanto en el superior (-58.374 kg/cm²) como inferior (3.881 kg/cm²).

Se observa en el Cuadro 15 que todos los valores son negativos (compresión) tanto para el borde superior como inferior, a excepción del especificado en el borde inferior de la viga 1 del Caso II que está en tensión. Esto se debe a que el momento ejercido por las cargas externas flexionan la viga de modo que se producen fuerzas de compresión arriba y fuerzas de tensión abajo; sin embargo el acero de presfuerzo flexiona la viga de manera contraria, es decir fuerzas de compresión abajo y tensión arriba. Por lo cual, si la carga viva no es lo suficientemente alta, no se flexionará lo suficiente para superar la compresión ejercida por el acero de presfuerzo, resultando los valores negativos en el borde inferior.

Al igual que las variables de entrada, las fuerzas actuantes poseen un intervalo de confianza con valores cercanos. Sin embargo, en este caso, los valores máximos y mínimos toman mayor importancia en la consideración de los cálculos, debido a que están basados en los momentos producidos por las dos vagonetas de la

prueba de carga de diagnóstico, no obstante, en la vida de operación del puente este momento actuante puede ser superado por el paso de los vehículos o camiones que transitan diariamente.

Por ejemplo, se observa en la viga 7, que a pesar de tener la menor carga de momento efectuada, también tiene la desviación estándar más alta, en ambos casos, lo que implica que posee el mayor rango de diferencia probable (4.2473 ton-m en Caso I y 4.8774 ton-m en Caso II). Esto reafirma lo recomendado anteriormente, sobre un caso de carga que esfuerce más la viga 7, debido a que se comporta con mayor incertidumbre en los resultados medidos, por consiguiente, puede que exista un leve problema a investigar con mayor profundidad.

La resistencia de flexión tiene una desviación estándar de 3.1738 ton-m, la cual está asociada a la incertidumbre tomada en cuenta por medio de las variables de entrada (resistencia a compresión del concreto, área y resistencia a tensión del acero de presfuerzo y altura efectiva). Se aprecia la influencia que posee en la aleatoriedad de los valores en el rango entre mínimo (233.4213 ton-m) y máximo (257.0034 ton-m); donde como se explicó anteriormente son valores probables conforme avance el tiempo y por lo tanto deben de tomarse en cuenta para un análisis de resistencia.

Índices de desempeño

En el Cuadro 16 y 17 se encuentran los índices de desempeño resultantes del análisis de carga y resistencia. El índice de confiabilidad crítico del sistema se encuentra en la viga 1, del Caso II en el estado límite de esfuerzos de trabajo inferior con un valor de 23.7689; sin embargo, cabe rescatar que este es un estado límite de servicio lo que no conlleva necesariamente a la falla.

Por otro lado, en el estado límite de falla por flexión, el índice de confiabilidad más crítico es de 32.8251, que de igual manera corresponde a la viga 1 del Caso II.

Comparando los resultados con el Cuadro 2, se denota que ambos estados límites están muy alto en las expectativas de la normativa de la

³ Se compara la resistencia a compresión de cilindros a 35 días y 5 años, dando como resultado un aumento de la media de

3.6% y 59.6% en la desviación estándar, del segundo con respecto al primero.

AASHTO, pues el término para la clasificación del puente en un estado 'excelente' es de $\beta = 9.0$.

Según Hooman (2015), el índice de confiabilidad se define como "la distancia más corta desde el origen hasta la función del estado límite" (ver Figura 31). Esto implica que el puente posee una distancia holgada hasta el envolvente de falla de ambos estados límite, lo que lo provee de un espacio de seguridad amplio.

Con base en el índice de desempeño, se puede comprobar las probabilidades respectivas de falla y supervivencia. Según el índice de confiabilidad límite de la AASHTO (4.6), la probabilidad de falla mínima antes de ser 'deficiente' para un puente es de $2.11E-6$. En los resultados de la probabilidad de falla se aprecia que son valores muy pequeños siendo 0 o tendientes a 0. Lo que conlleva a concluir que la probabilidad de que el puente del caso de estudio falle en el estado de cargas analizado es prácticamente imposible y por consiguiente tiene la capacidad total de supervivencia (100%).

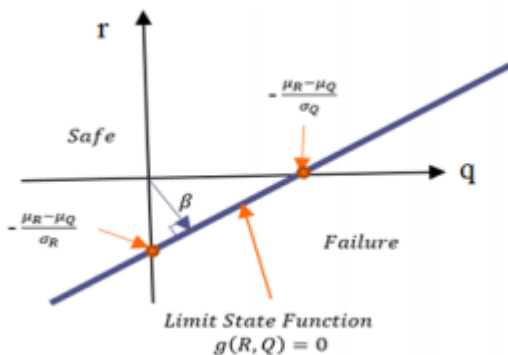


Figura 31. Descripción gráfica de índice de confiabilidad.

Fuente: Nowak & Collins (2013) en Hooman (2015).

La probabilidad de falla es un factor que se debe analizar con atención, debido a que es el que indica si la carga puede superar a la resistencia del elemento, es decir especifica la intersección de ambas distribuciones probabilísticas. En el artículo de Ortiz & Picado (2016) se puede observar la relevancia de este análisis, puesto que luego de la ejecución de una prueba de carga de diagnóstico sobre un puente sobre el Río Purires, se identificó una probabilidad de falla de 0.0477 (4.77%), lo cual se relacionaba a un $\beta = 1.667$; más adelante,

luego de la prueba de carga, el puente fue objeto de una falla de magnitud importante, que pudo haberse prevenido si la prueba de carga hubiera sido efectuada con mayor antelación de tiempo, para planear las medidas de mantenimiento adecuadas.

Capacidad de carga viva

El 'Rating Factor' inicial fue evaluado con el HS-20 debido a que se pretendía evaluar los momentos con en las vigas generados por el camión de diseño HL-93 pero sin aplicar la carga distribuida, ya que se quería utilizar un camión similar al camión de las pruebas de carga. Las cargas legales de camión similares a las utilizadas en la prueba de carga de diagnóstico (Type 3) poseían una carga total menor, por consiguiente iba a tener un menor efecto de momento en las vigas, lo cual no se considera productivo con el análisis.

El factor de impacto de 20%, fue elegido con base en el artículo C6A.4.4.3 del Manual de Evaluación de la AASHTO (2011), el cual especifica que "en miembros longitudinales con luces mayores a 12.2 m con condiciones menos severas en el tablero el factor de impacto puede ser reducido" con respecto al 33% de diseño.

En el Cuadro 19 se encuentran los datos obtenidos del efecto de momento producido por el HS-20; donde en comparación con los conseguidos en la prueba teórica de diagnóstico (Cuadro 13), son mayores; lo cual era el efecto que se deseaba para calibrar de manera más crítica el 'Rating Factor'.

El Cuadro 21 muestra los resultados del factor de calibración por prueba de carga de diagnóstico. En el Caso I en todas las vigas fue de 1 o mayor, lo que indica que para el caso de carga efectuado, el puente tiene un comportamiento igual o mejor de lo esperado en el modelo teórico. Contrario a esto, en el Caso II, 6 de las 7 vigas, poseen un factor menor a 1, lo que señala que el puente se comporta de una manera más crítica al modelo teórico.

Las Figuras 29.a, 29.b, 30.a y 30.b demuestran lo mencionado anteriormente. Se denota como tanto para el estado límite de flexión como axial (superior e inferior), en el Caso I, el RF (convencional) es inferior al RFp (calibrado), lo que implica que el puente tiene una mayor capacidad

de carga viva que la analizada en el 'Rating Factor' convencional. Así es como en el Caso II sucede lo contrario, puesto que el RF es superior al RFp. Esto se presenta especialmente en la viga 7, donde el valor inicial es diezmo a casi un cuarto, lo que implica la reducción de la carga viva real soportable del puente.

Comparación Índice de confiabilidad - Rating Factor

El objetivo del cálculo del índice de confiabilidad y del 'Rating Factor', es demostrar la manera tradicional junto con la propuesta en este proyecto (análisis de confiabilidad) para el análisis de la seguridad de un puente contra cargas vivas, a partir de una prueba de carga de diagnóstico.

Se puede notar que la principal diferencia entre ambos métodos, es que el análisis de confiabilidad toma en consideración las correlaciones y aleatoriedad "real" de las variables de entrada para la evaluación de los estados límites de falla y servicio, mientras que el 'Load Rating' utiliza factores de mayorización de cargas y reducción de resistencia para prevenir la imprevisibilidad de las variables.

Por lo tanto, del análisis de confiabilidad se obtiene un resultado en términos probabilísticos que abarca diversos posibles resultados, como se ha explicado en las secciones anteriores; por su lado en la metodología del 'Load Rating' solo se evalúa un solo resultado posible.

Las diferencias se pueden contemplar de mejor manera, por medio del Cuadro 22 donde se muestran los valores más bajos de cada estado límite analizados con ambas metodologías. El menor valor conseguido es relevante puesto que se toma como el valor de todo el sistema de los elementos analizados del puente.

En el estado límite de flexión, el 'Rating Factor' es de 1.474, lo que implica puede soportar de manera segura casi un 50% más de la carga viva aplicada en la evaluación; se recalca que es el valor más crítico de este análisis. No obstante, el índice de confiabilidad es de 32.8251, lo que da una seguridad alta desde el punto de vista probabilístico, puesto que la probabilidad de falla de $1.291E-236$, lo cual es prácticamente 0.

El estado límite de esfuerzos de trabajo, se divide en el cálculo para la fibra superior e inferior. En la comparación de estos resultados presenta de manera más evidente la diferencia entre ambos métodos; puesto que el 'Rating Factor' para el axial superior es de 8.210 y el axial inferior de 2.685, lo que significa que el borde superior puede soportar con toda seguridad 3 veces la carga del borde inferior; sin embargo, si se observan los índices de confiabilidad son prácticamente iguales (23.7689 y 24.8212, respectivamente). Esto implica que para ambos bordes, la probabilidad de falla es similar, y no como se concluye con el 'Load Rating', por lo tanto si la carga se asciende gradualmente, es probable que se alcance el estado límite de falla con un aumento reducido entre un borde y el otro y, no con 3 veces la carga.

La diferencia es causada principalmente por la relativa incertidumbre de las variables que no son comunes en las ambas ecuaciones y la sensibilidad de esas variables sobre el resultado final (factores de incertidumbre, desviación estándar, resistencia del concreto y del acero presforzado) (Estes & Frangopol, 2005).

En el Cuadro 15 se muestra que la resistencia a la compresión utilizada para ambas ecuaciones, tiene una desviación estándar alta (12.46 kg/cm^2), lo cual influye significativamente en el resultado del índice de confiabilidad, ya que implica que la variable tiene una dispersión considerable con respecto a su media y por consiguiente puede adoptar un rango amplio de valores.

Desde un punto de vista global, se puede observar que donde el 'Load Rating' tiene más seguridad, el índice de confiabilidad es menor (axial superior) y el mismo efecto se produce en viceversa (flexión).

Esto se justifica por el hecho de que en flexión, la carga viva tiene un peso relevante con respecto a la carga total y eso aunado al factor de mayorización del 'Rating Factor' lo hace un factor crítico. En el índice de confiabilidad al no tener factores de mayorización, sino solamente se resta al igual que los demás efectos, es un número bajo en relación con la resistencia nominal de la viga, por consiguiente existe una confiabilidad más amplia.

Por otro lado, en el axial superior, el factor de carga que tiene más peso en la carga final es el acero de presfuerzo y no el efecto por carga viva, por lo cual el 'Load Rating' es más permisible en este caso, ya que el acero de presfuerzo reduce la compresión en ese borde y la carga viva no la aumenta. Esto sí sucede en el índice de confiabilidad, donde la carga viva aumenta la compresión y por tanto disminuye la resistencia remanente, por lo cual es más bajo.

De igual manera, se debe notar que esta relación inversa se debe solamente a la naturaleza de las ecuaciones y de las cargas, por tanto no se debe considerar como una guía para saber si el análisis de confiabilidad está correcto.

Conclusiones

- Las metodologías presentadas en el trabajo, permiten evaluar el nivel de seguridad del puente desde un punto de vista probabilístico y determinístico, por medio del cálculo de tres índices de desempeño y el 'Load Rating'.
- El resultado de los índices de confiabilidad del sistema son $\beta_{Flexión} = 32.8251$; $\beta_{Axial-sup} = 23.7689$; $\beta_{Axial-inf} = 24.8212$. Todas las vigas de ambos casos de carga cumplen con el criterio establecido por la AASHTO para una condición excelente ($\beta \geq 9.0$) para un análisis probabilístico.
- El resultado de los 'Rating Factor' del sistema son $RT_{P-Flex} = 1.474$; $RT_{P-axial,sup} = 8.210$; $RT_{P-axial,inf} = 2.685$. De igual manera, todas las vigas en ambos casos de carga, cumplen con lo estipulado por el Manual de Evaluación de la AASHTO ($RT \geq 1.0$) para un análisis determinístico.
- Se concluye que la carga de impuesta en la prueba de carga de diagnóstico no es suficiente para la evaluación de la seguridad del puente, debido a que no genera esfuerzos flectores significativos en la estructura que permita cuantificar correctamente la seguridad, debido a los altos valores de los índices y 'Rating Factor'.
- Del análisis efectuado se determinó que para los estados límites analizados, las variables más influyentes con respecto al desempeño del puente son: la resistencia a la compresión del concreto, la resistencia a la tracción del acero de presfuerzo, el área transversal del acero de presfuerzo y la altura efectiva hasta el acero de presfuerzo.
- Alternamente, las deformaciones medidas en la prueba de carga de diagnóstico son función tanto de la carga aplicada como de la rigidez de los elementos (y el sistema en total) y, por consiguiente de su inercia, por tanto entre mayor son las deformaciones menor es el desempeño del puente. En este trabajo no fue contemplado conceder una variación a la inercia de los elementos, ya que no se contempló ningún modelo de deterioro estructural que pudiese causar una disminución en esta propiedad.
- Con base en la comparación de ambos métodos, se concluye que el índice de confiabilidad demuestra un mejor resultado para la evaluación de la seguridad del sistema del puente, al considerar la variación de los valores de entrada y su correlación en el resultado final, lo que implica que puede tomar en cuenta diferentes escenarios de carga y resistencia. Mientras que el 'Load Rating' se recomienda utilizar para conocer si el puente soporta una determinada vehicular y no como un homólogo de la seguridad del sistema, ya que solo se analiza un caso sin considerar posibles efectos de cargas mayores (más allá de los factores de incertidumbre).
- Con respecto a los beneficios de la prueba de carga, se determina que los encargados del puente, pudieron corroborar el correcto funcionamiento estructural de los elementos principales.

- Con base en la prueba de carga de diagnóstico, se puede obtener una calibración del modelo teórico y un mejor entendimiento del comportamiento de los elementos ante las cargas, puesto que este puede verse afectado por la rigidez de los elementos no estructurales o deterioros ambientales y/o humanos que impliquen en una repartición de cargas diferente a la predicha, como se demuestra en la comparación de deformaciones medidas y teóricas.

Recomendaciones

- Efectuar los casos de carga necesarios para evaluar el desempeño en deformación de la totalidad de las vigas. En el caso de estudio se propone realizar un caso de carga similar al Caso II en el carril izquierdo.
- Analizar con mayor profundidad las distribuciones probabilísticas utilizadas para las variables aleatorias, puesto que no necesariamente se comportan como una distribución normal, como se observó en las pruebas de bondad de ajuste. Esta suposición puede afectar los resultados finales y conseguir resultados no representativos.
- Realizar pruebas no destructivas en los materiales empleados en el puente, para caracterizar sus propiedades actuales y tener datos estadísticos reales, con los cuales es posible determinar la verdadera distribución de probabilidad, así como el valor real para el cálculo de estados límites. En este trabajo los valores utilizados son los de planos as-built.
- Utilizar un programa con mayor capacidad como Matlab® para la Simulación de Monte Carlo, pues se considera que 10,000 datos no son suficientemente representativos para la cantidad de variables aleatorias que se toman en cuenta para el cálculo de los índices de desempeño. En el estudio de Xiao et. al. (2014) fueron utilizados 5,000,000 de iteraciones para el análisis del índice de confiabilidad del estado de límite por flexión, lo que deja muy corto el número de iteraciones utilizado en este trabajo.
- La metodología para el cálculo de los índices de desempeño requiere de un proceso largo que necesita de la identificación de variables críticas, así como su caracterización estadística, además de que el analista posea conocimientos básicos de probabilidad y estadística matemática. Por lo tanto, tomando en cuenta todo el proceso que se debe de realizar, este análisis no es recomendable para pruebas de carga de diagnóstico donde el objetivo es confirmar el diseño estructural (como en el caso de estudio), pues la probabilidad resultante de que pueda fallar es mínima, como se observó en la sección de Resultados.
- Se recomienda realizar este análisis en puentes envejecidos, o donde se aprecien deterioros que puedan comprometer la salud estructural (corrosión, pérdida de sección, agrietamiento, carbonatación, entre otros). Y que por lo tanto, la prueba de carga de diagnóstico sea para evaluar exclusivamente la seguridad del puente en términos cuantitativos.
- Por otro lado, se recomienda la utilización del 'Load Rating' cuando se necesite confirmación del soporte de la estructura para el paso de cargas especiales que representen un solo caso de carga.
- La prueba de carga de comprobación (ver página 9) es ideal y más factible para este análisis puesto que se lleva al puente a un punto crítico de carga, lo que puede predecir de mejor manera la probabilidad de falla ante eventos extremos de carga viva.

Apéndices

Apéndice 1

Fluxogramas de procedimiento: 1) Ejecución de prueba de carga; 2) Indicadores de desempeño estructural de condición; 3) Diagrama simplificado de procedimiento del proyecto.

Apéndice 2

Análisis de modo de falla y efecto (FMEA)

Apéndice 3

Modelo estructural en CSi Bridge del puente sobre el Río Peje

Apéndice 4

Pruebas de bondad de ajuste para distribución normal

Anexos

Anexo 1

Ubicación de los camiones de carga

Anexo 2

Resultados de deformaciones medidas en pruebas de carga de diagnóstico

Anexo 3

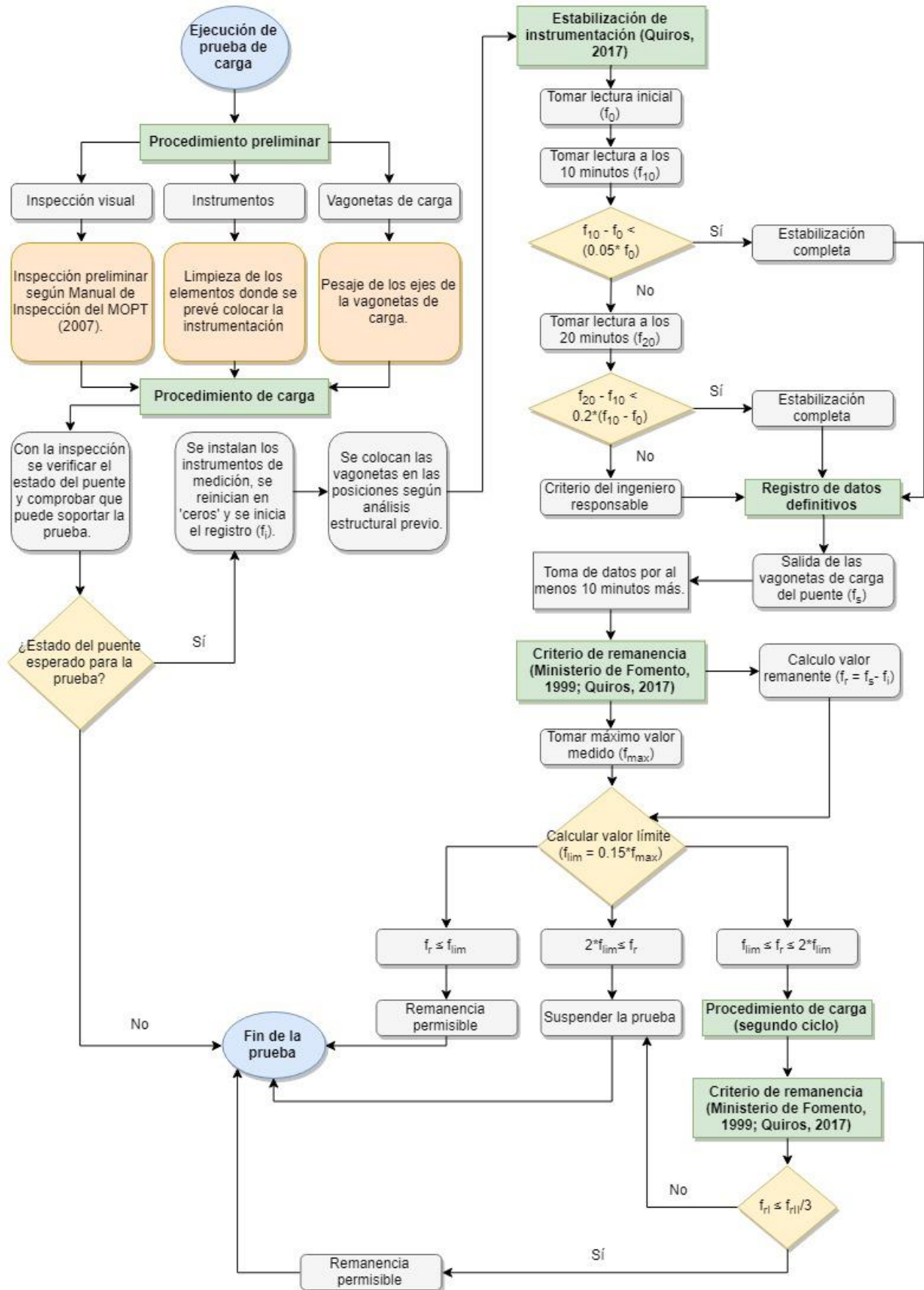
Reliability Simulation and Sensibility Analysis of Prestressed Concrete Bridge – Xiao, X.; Hu, Z. & Jinhua, T. (2014).

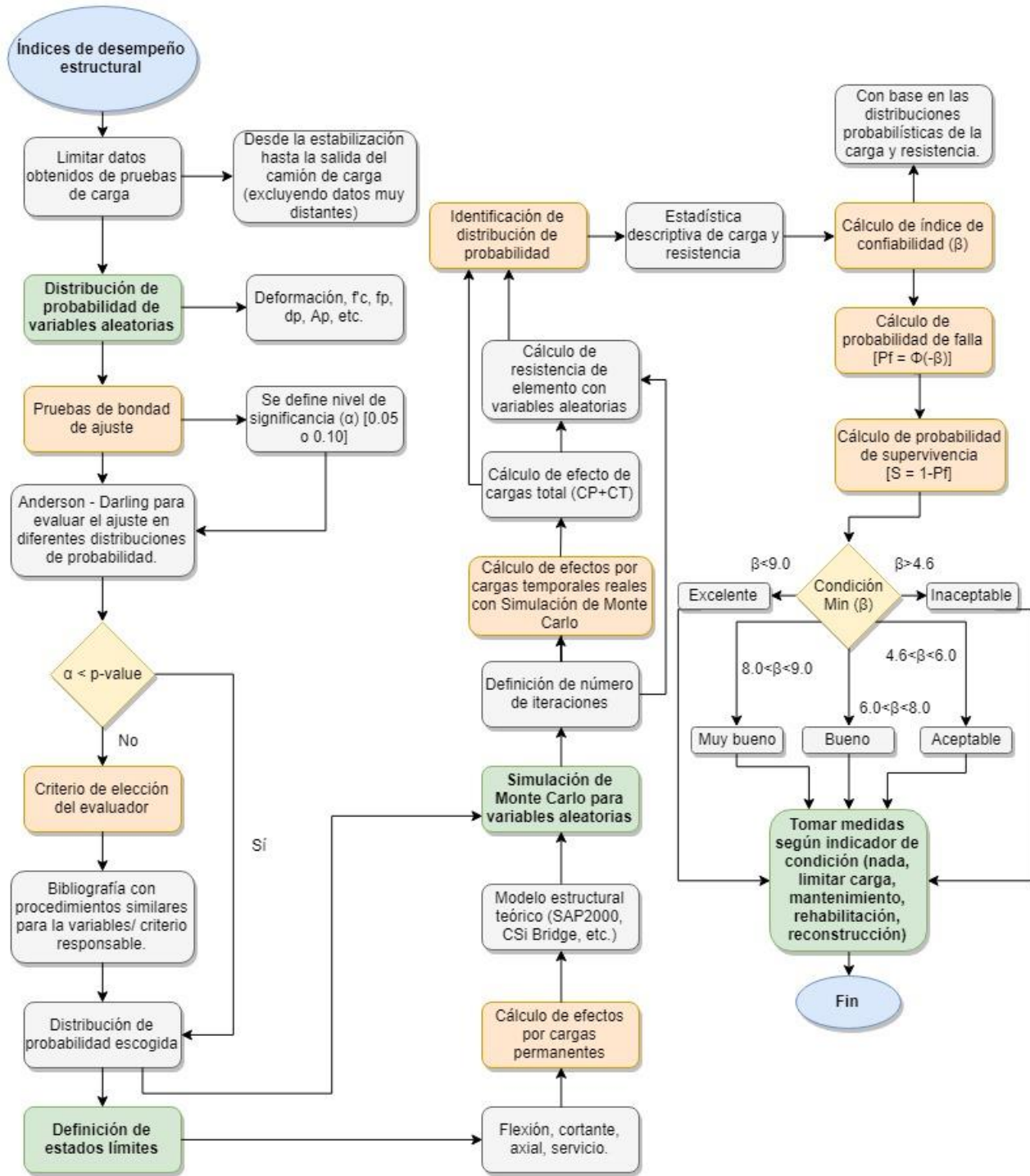
Bibliografía

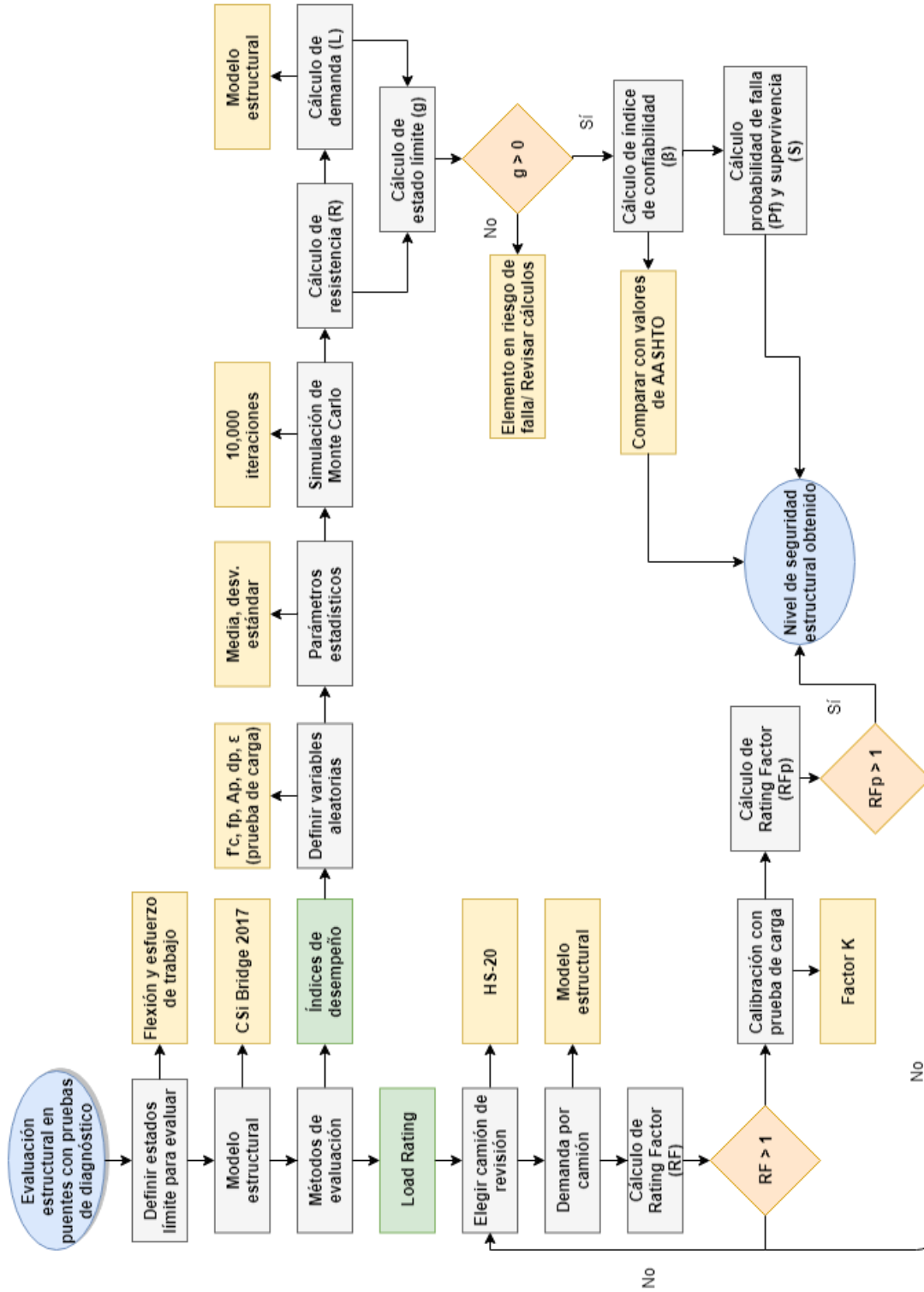
- Acuña, J. (2003). *Ingeniería de Confiabilidad*. 1ra ed. Costa Rica. Editorial: Tecnológica de Costa Rica.
- Alampalli, S. & Ettouney, M. (2010.a). *Bridge Load Testitng: Cost-Benefit Evaluation*. Structures Congress 2010. ASCE, 59 – 61.
- Alampalli, S. & Ettouney, M. (2010.b). *Cost, benefit, and value of bridge load testing*. Journal Bridge Structures, 121 – 127.
- Al-Manaseer, A.; Saad, M.; Magenti, R. & Lee, P. (2011). *Strenght Unit Weight and Elasticity Concrete Cylinders for the Benecia Martinez Bridge*. California, Estados Unidos.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2011). *The Manual for Bridge Evaluation*. 2da ed. Estados Unidos. Editorial: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 8da ed. Estados Unidos. Editorial: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Arguedas, D. (2017). *Cada año en Costa Rica “nacen” más vehículos que personas*. [Documento en línea]. Recuperado de <https://ojoalclima.com/en-costa-rica-nacen-mas-vehiculos-que-personas-desde-el-2006/>
- Cai, C. & Shahawy, M. (2003). *Understanding Capacity Rating of Bridges from Load Tests*. Journal Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, 209 – 216.
- Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO). (2017). *Informe de resultados de prueba de carga de diagnóstico en puente sobre Río Peje, Siquirres*. Propiedad de Instituto Costarricense de Electricidad. Cartago, Costa Rica.
- Cubero, O. (2012). *Metodología para la determinación de la carga viva real sobre un puente utilizando instrumentación electrónica*. Informe proyecto final de graduación. Escuela de Ingeniería en Construcción, Tecnológico de Costa Rica.
- Estes, A. & Frangopol, D. (2005). *Load Rating versus Reliability Analysis*. Journal Structures Engineering, ASCE, 843 – 847.
- Frangopol, D. & Kong, J. (2001). *Life-Cycle Safety and Costing For Maintenance of Aging Bridges*. Journal Structures, ASCE, 1 – 6.
- Frangopol, D. & Saydam, D. (2011). *Performance Indicators for Structures and Infrastructures*. Structures Congress 2011, ASCE, 1215 – 1226.
- Frangopol, D. & Saydam, D. (2014). *Structural Performance Indicators for Bridges*. Bridge Engineering Handbook: Fundamentals. 2da edición. Estados Unidos. Editorial: CRC Press. 185 – 205.
- Frangopol, D.; Strauss, A. & Kim, S. (2008). *Bridge Reliability Assessment Based on Monitoring*. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 258 – 270.
- Gao, L. (2012). *Reliability-based Evaluation of Bridges Live Load Carrying Capacity in the United States*. Washington, Estados Unidos.
- HBM. Aplicaciones. *¿Cómo funcionan las galgas extensométricas?* [Documento en línea]. Recuperado de <https://www.hbm.com/es/6791/como-funcionan-las-galgas-extensometricas/>.

- Hooman, S. (2015). *Target Reliability Analysis for Structures*. Thesis. Graduate Faculty, Auburn University.
- Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME). (2013). *Material de Curso de Inspección de Puentes*. San José, Costa Rica.
- Lantsoght, E.; Veen, C.; Boer, A. & Hordijk, D. (2017). *State-of-the-art on load testing of concrete bridges*. Journal Engineering Structures, Elsevier Ltd., 231 – 241.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT). (2007.a). *Manual de Inspección de Puentes*. San José, Costa Rica.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT). (2007.b). *Lineamiento para Mantenimiento de Puentes*. San José, Costa Rica. No publicado.
- Muñoz, J. (2017). *Características de los puentes de la Red Vial de Costa Rica*. [Documento en línea]. Recuperado de <http://bloglanammeucr.blogspot.com/2017/10/caracteristicas-de-los-puentes-de-la.html>
- Murillo, J. & Castillo, R. (2014). *El sistema informático para la administración de estructuras de puentes de Costa Rica (SAEP): ¿Vamos en la dirección correcta?* Boletín Técnico. Costa Rica: Universidad de Costa Rica. Volumen 05 No. 52.
- National Instruments. (2013). *Using Vibrating Wire Sensors with CompactRIO*. [Documento en línea]. Recuperado de <http://www.ni.com/white-paper/14671/en/>
- O'Connor, P. & Kleyner, A. (2012). *Practical Engineering Reliability*. 5ta ed. Reino Unido. Editorial: Wiley.
- Ortiz, G. & Picado, F. (2017). *Desarrollo de un modelo de confiabilidad para el análisis del desempeño de puentes. Un caso de estudio en Costa Rica*. Tecnología en Marcha. Costa Rica. Volumen 30–1.
- Ortiz, G. (2018). *Charla de Inducción a asistentes de inspección de puentes para el programa e-Bridge*. Cartago, Costa Rica.
- Picado, F. (2018). *Consulta sobre de dudas artículo*. Cartago, Costa Rica. Comunicación personal.
- Quirós, K. (2017). *Herramienta computacional para el cálculo de la capacidad de la superestructura de puentes, a partir de información medida en sitio*. Informe proyecto final de graduación. Escuela de Ingeniería en Construcción, Tecnológico de Costa Rica.
- Sanayei, M.; Reiff, A.; Brenner, B. & Imbaro, G. (2016). *Load Rating of a Fully Instrumented Bridge: Comparison of LRFR Approaches*. Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, 04015019-1 – 04015019-7.
- Shenton, H.; Chajes, M.; Wenczel, G.; Ramanna, N.; Al-Khateeb, H.; Davidson, K. & Marquez, P. (2014). *Structural health monitoring of Delaware's Indian River Inlet Bridge: year one update*. Structures Congress 2014, ASCE, 345 – 355.
- Sisgeo. (2004). *Vibrating wire: strain gauges*. Masate, Italia.
- Tang, M. (2014). *Conceptual Design*. Bridge Engineering Handbook: Fundamentals. 2da edición. Estados Unidos. Editorial: CRC Press. 1 – 28.
- Villalobos, E. (2017). *¿Cómo se podría mejorar el estado de los puentes en Costa Rica?* Construir: América Central y el Caribe. [Documento en línea]. Recuperado de <https://revistaconstruir.com/se-podria-mejorar-estado-los-puentes-costa-rica/>
- Xiao, X.; Hu, Z. & Jinhua, T. (2014). *Reliability Simulation and Sensitivity Analysis of Prestressed Concrete Bridge*. CICTP 2014: Safe, Smart and Sustainable Multimodal Transportation Systems, ASCE, 2036 – 2041.

APÉNDICE 1







APÉNDICE 2

Análisis de modo de falla y efecto

El análisis de modo de falla y efecto, es un método cualitativo que permite la identificación de elementos (o procesos) críticos donde se asignan valores cuantitativos por parte de expertos en el tema. Los valores se basan en tres criterios de probabilidad: severidad, ocurrencia y detección.

La severidad indica la relevancia que tiene una falla del elemento en el funcionamiento del sistema completo. La ocurrencia se toma en cuenta la probabilidad de recurrencia de que el elemento se dañe. Y la detección incluye la probabilidad de detectar la falla a tiempo con

respecto a los controles de ocurrencia. A partir de estos tres valores, se calcula el número prioritario de riesgo (NPR), donde los elementos (o procesos) con mayor valor, deben ser controlados con mayor exactitud.

En este caso se utilizó el análisis para justificar por qué es importante medir las deformaciones en las vigas principales con respecto a las cargas. Este análisis no tiene ningún efecto en el proyecto, puesto que la prueba de carga ya se había efectuado. Se incluye exclusivamente como recomendación. Los valores fueron dados por la ingeniera Giannina Ortiz Quesada, experta en puentes, por medio de una comunicación personal (2018).

Cuadro 23. Análisis de Modo-Efecto de Falla									
Componente	Función	Potencial Modo de Falla	Potencial Efecto de Falla	SE V	Causa de Falla	OC U	Controles de Ocurrencia	DE T	NP R
Viga principal I presforzada	Soporte de la estructura por transmisión de cargas a apoyos	Elemento por flexión, cortante, compresión.	Redistribución de esfuerzos, pérdida de estabilidad, probable colapso.	9	Exceso de carga, corrosión y pérdida de esfuerzo de acero presforzado, grietas en concreto.	5	Inspección visual periódica.	7	315
Viga diafragma rectangular de concreto	Conectividad y disminución de deformaciones de vigas principales, resistencia a fuerzas laterales y excéntricas.	Elemento por flexión, cortante, compresión.	Se pierde estabilidad en fuerzas laterales, aumenta vulnerabilidad de elementos primarios	5	Exceso de carga sísmica, deformaciones excesivas, corrosión de acero de refuerzo, grietas en concreto.	3	Inspección visual periódica.	8	120

Continuación Cuadro 23

Componente	Función	Potencial Modo de Falla	Potencial Efecto de Falla	SE V	Causa de Falla	OC U	Controles de Ocurrencia	DET	NP R
Losa de concreto reforzado	Recibir las cargas de tráfico y transmitir las a los demás elementos de la superestructura.	Elemento por cortante, flexión; desgaste de materiales, deformación.	Imposibilita el paso de tráfico, incomodidad en el paso de vehículos.	5	Disminución de espesor por fatiga y por condiciones ambientales severas, introducción de agua en juntas.	5	Inspección visual periódica.	9	405
Apoyos de neopreno reforzado con láminas de acero	Transferir las cargas verticales de superestructura a subestructura, permitir o restringir rotación y desplazamiento de la superestructura.	Compresión, tensión, cortante, deslizamiento o desfase, rotación excesiva.	Aumenta los esfuerzos axiales o de flexión de los elementos principales.	7	Exceso de carga sísmica o vertical, deflexión de los elementos, uniones deficientes	9	Inspección visual periódica.	9	567
Bastiones de concreto colado en sitio	Transferir cargas hasta la fundación, soporte vertical y horizontal en los extremos, retener relleno de los accesos	Deslizamiento, rotación excesiva, cortante, deformación de concreto.	Pérdida de soporte de superestructura, grietas verticales o diagonales en elementos de concreto, desplazamiento de apoyos	10	Socavación, asentamiento diferencial, falla de suelo soportante, sismos.	5	Inspección visual periódica.	7	350
Barandas Tipo Flex-Beam	Evitar la caída de vehículos, peatones y ciclista; retienen y redireccionan los vehículos desviados	Deformación excesiva, flexión y cortante.	Inseguridad de caída para el tránsito peatonal y vehicular.	2	Impacto de vehículos, falta de rigidez, deficiente unión con la losa.	9	Inspección visual periódica.	9	162

Continuación Cuadro 23									
Componente	Función	Potencial Modo de Falla	Potencial Efecto de Falla	SE V	Causa de Falla	OC U	Controles de Ocurrencia	DE T	NP R
Drenaje vertical ϕ 7.5 cm anexo a bastión y viga principal eje 1	Evacuar el agua de escorrentía superficial de la calzada y aceras del puente	Obstrucción en la tubería, sobrecapacidad de desagüe	Hidroplaneo de los vehículos, deterioro de la estructura por ingreso de agua en su estructura	7	Caudal de precipitación mayor del diseñado, desechos residuales dentro de la tubería, falta de limpieza.	9	Inspección visual periódica.	9	567
Juntas de expansión selladas	Permiten la traslación y rotación de la superestructura, garantizando la contracción y expansión	Vibración por fatiga, compresión por los elementos	Mal funcionamiento del puente, sobreesfuerzos del puente por falta de desplazamiento.	7	Desgaste, obstrucción por los agregados o basura, desajuste de la fijación.	9	Inspección visual periódica.	9	567

Se observa que de los elementos estructurales de la superestructura, las vigas principales son los que poseen la mayor severidad, lo que lo convierte en el elemento más crítico, puesto que también en comparación con los demás elementos, el valor de la detección del daño es ligeramente más baja.

Los bastiones se presentan como el elemento más crítico de un puente, sin embargo, estas son estructuras que no poseen una interacción variada de las cargas, especialmente las vivas; como sucede con las vigas principales, por consiguiente, se considera de mayor prioridad la medición en estos últimos elementos.

En los controles de ocurrencia no fue tomado en cuenta las pruebas de carga de diagnóstico, debido a que según Ortiz (comunicación personal, 2018), en la vida útil de un puente pueden realizarse un máximo de tres pruebas, por consiguiente no clasifica como una alternativa recurrente de control.

Otro elemento importante de medir su correcto funcionamiento son las juntas de expansión, debido a que su malfuncionamiento puede afectar el comportamiento estructural de la losa al limitar los desplazamientos y por lo tanto aumentar los esfuerzos internos.

APÉNDICE 3

Modelo estructural del puente sobre el Río Peje

El modelo estructural del puente con el cual se realizó el análisis estructural, para la verificación y comparación con los datos medidos en campo, así como de los efectos de las fuerzas teóricas, se realizó con el software CSi Bridge 2019.

Su estructura fue modelada con base en los planos 'As-Built'. Dichos planos solo contaban con la caracterización de la superestructura, por consiguiente los bastiones y cimentaciones por lo tanto, fue supuesto una viga continua de 8.8 m de largo y una sección transversal de 0.8x1 m; por debajo de los apoyos para simular el efecto de los elementos de subestructura.

Materiales de los elementos

Los materiales utilizados para el modelo fueron: concreto preforzado para las vigas, concreto in situ para la losa, los bastiones y las vigas diafragma; y el acero de los torones de presfuerzo.

Cuadro 24. Características de los materiales			
Material	γ [kg/m ³]	E [kg/cm ²]	f'c o fy [kg/cm ²]
Conc. Presf.	2500	369873	600
Conc. In situ	2400	252671	280
Acero Presf.	7850	2100000	17010

Fuente: Planos As-Built.

Modelación de los elementos

Se modelaron las vigas principales, las vigas diafragma, los apoyos, los torones y los bastiones

descritos anteriormente. A continuación se describen cada uno de los elementos.

Vigas principales

Las vigas principales son vigas T de concreto preforzado. Son 7 vigas en total, con las mismas características, sin ninguna variación en la sección. Poseen 20,5 m de longitud, y un peralte de 1.2 m. Las alas y el alma de la viga tienen un ancho de 0.15 m. Cuenta con dos ductos de torones en la parte inferior. Fueron modeladas como elementos 'Frame'.

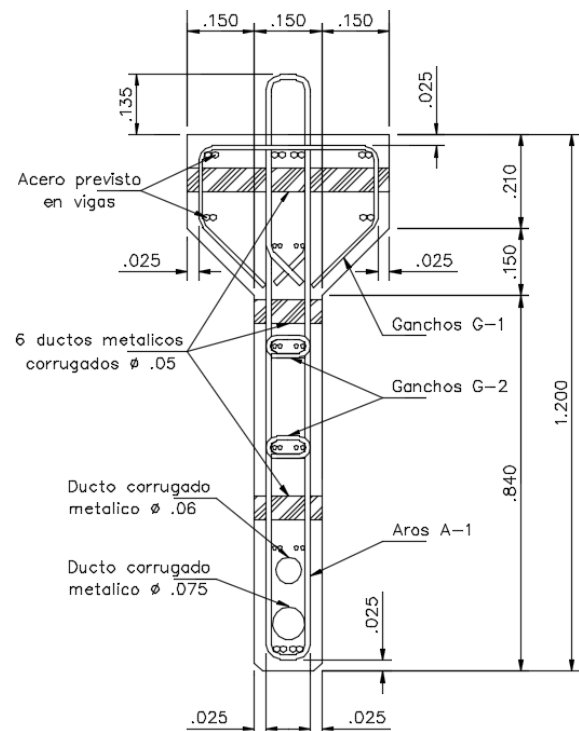


Figura 32. Sección transversal de vigas principales.

Fuente: Planos As-Built.

Vigas diafragma

El puente cuenta con tres vigas diafragma, una en cada apoyo y otra a la mitad del claro. Tanto la viga diafragma del centro como la del apoyo móvil, tienen un peralte de 0.9 m, mientras que la del apoyo fijo tiene un peralte de 1.2 m. Todas poseen un ancho de 0.3 m. Fueron modeladas con la función de elementos 'Diaphragms'.

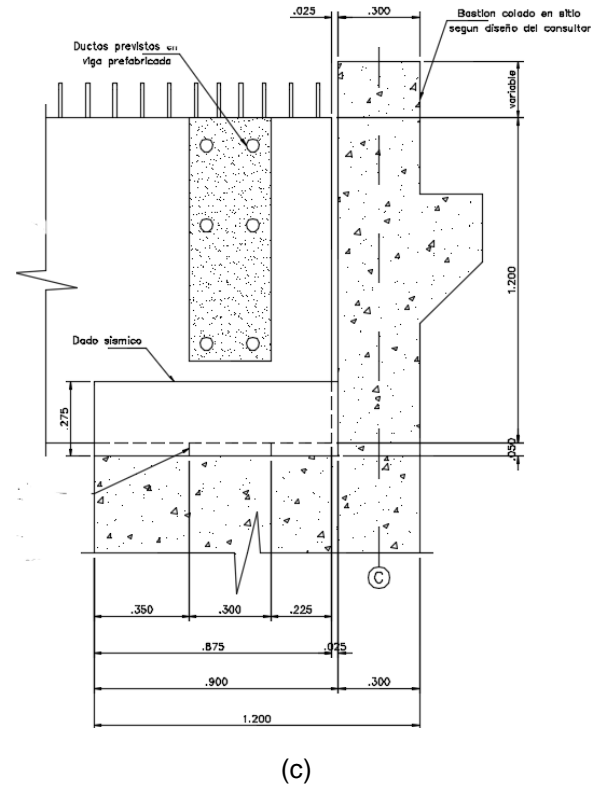
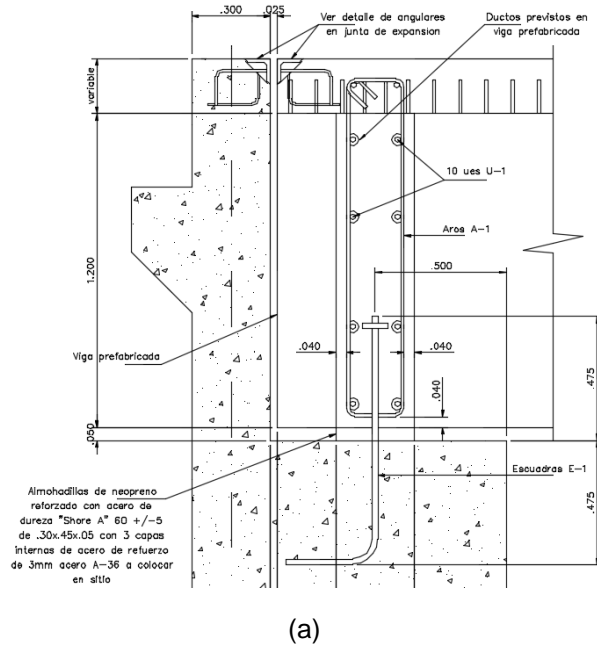


Figura 33. Vigas diafragma, a) apoyo fijo; b) centro del puente; c) apoyo móvil.

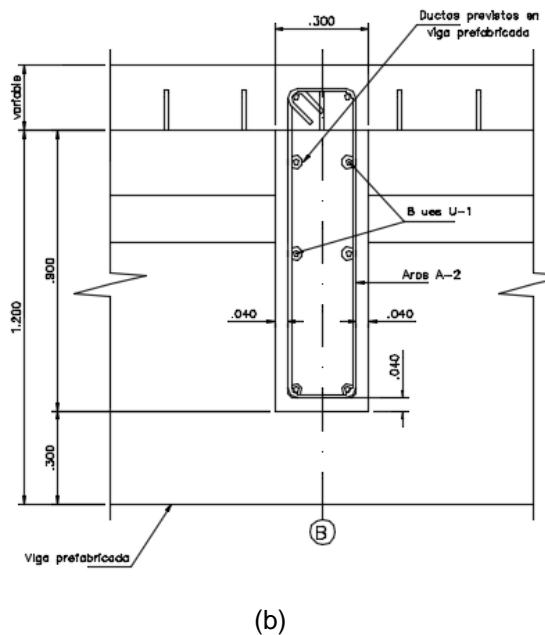
Fuente: Planos As-Built.

Apoyos de vigas principales

Los apoyos de ambos lados, con los que cuenta el puente, tienen la siguiente descripción: almohadillas de neopreno de 30x45x5 cm, reforzada con tres láminas internas de acero A-36 de dureza "Shore A" 60±5 de 3 mm de espesor, a colocar en sitio. En la Figura 34, se observa un diagrama del apoyo.

Este tipo de apoyos poseen las características de que son compresibles y móviles, lo que implica que poseen una rigidez limitada, por consiguiente, no se consideró conveniente modelarlos como apoyos simples. Por tanto, fueron modelados como elementos 'Link/Support Property'.

Con base en lo establecido por la AASHTO (2017), en el capítulo 14, se realizó el



cálculo de las rigideces a compresión y a cortante de los apoyos de neopreno.

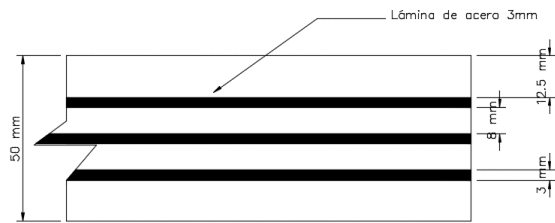


Figura 34. Apoyo de neopreno en puente.

Para el cálculo de las rigideces, se utilizaron las siguientes ecuaciones, referenciadas a AASHTO (2017):

- Factor de forma (14.7.5.1-1):

$$S = \frac{LW}{2h(L + W)}$$

- Módulo de compresión de apoyo elastomérico (C14.6.3.2-1):

$$E_c = 4.8GS^2$$

- Rigidez de cortante/compresión de apoyo elastomérico (fórmula general):

$$R_{(s/c)} = \frac{(G/E_c)A}{t}$$

Donde, L: largo efectivo en planta del apoyo; W: ancho efectivo en planta del apoyo; h: espesor de capa más grande; G: módulo de cortante (Ver Cuadro 25 – 14.7.6.2.-1); t: altura del apoyo sin contar las láminas de acero; A: área efectiva en planta.

Además, es importante comprobar lo establecido por el artículo 14.7.5.1, el cual establece: “todas las capas internas de elastómero deben ser del mismo espesor. Las capas externas (superior e inferior) no deben ser más gruesas que el 70% de las capas internas” (AASHTO, 2017).

En el Cuadro 26 se muestra la memoria de cálculo para el cálculo de la rigidez a cortante y compresión de los apoyos.

Cuadro 25. Módulo de cortante en función del grado de dureza			
Módulo de cortante @ 73°F [ksi]	Dureza (Shore A)		
	50	60	70
	0.095 – 0.130	0.130 – 0.200	0.200 – 0.300

Fuente: AASHTO, 2017.

Cuadro 26. Rigidez de apoyos de neopreno reforzado		
Parámetro	Magnitud	Referencia
Dimensiones iniciales		
Largo [mm]	450	
Ancho [mm]	300	
Espesor de plano de apoyo de neopreno [mm]	50	
Espesor de neopreno externo [mm]	12.5	
Espesor de neopreno interno [mm]	8	Cumple con artículo 14.7.5.1 - AASHTO
Espesor de láminas de acero [mm]	3	
Cantidad de láminas de acero [un]	3	
Espesor total de apoyo [mm]	50	Cumple con espesor teórico
Altura neta de neopreno [mm]	41	
Cálculos preliminares		
Largo efectivo de apoyo [mm]	437.2	Se recomienda reducir en ambas dimensiones 6.4 mm por cada lado.
Ancho efectivo de apoyo [mm]	287.2	
Altura neta de neopreno [inch]	1.614	
Área en planta de apoyo [inch ²]	194.624	
Factor de forma (S) [unidimensional]	6.933	
Módulo de cortante del material (G) [psi]	130	Tabla 14.7.6.2-1 AASHTO
Módulo de compresión del material (E) [psi]	29996.934	C14.6.3.2-1 AASHTO
Cálculo de rigidez		
Rigidez Vertical en compresión [lb/inch]	3616794.905	
Rigidez Horizontal en cortante [lb/inch]	15674.380	
Cálculo de rigidez		
Rigidez Vertical en compresión [ton/m]	64588.465	
Rigidez Horizontal en cortante [ton/m]	279.912	

Fuente: Realización propia. Elaborado en Microsoft Office Excel.

Torones de presfuerzo

Los torones de presfuerzo fueron calculados con base en los ductos que se presentaban en los planos. Los torones inferiores tienen un área de 6.909 cm², los superiores de 5.922 cm².

Estos están pretensados con una tensión teórica de 13100 kg. Para este trabajo no fueron calculadas las pérdidas por fricción. Debido a esto, los elementos se modelaron como 'Elements' con el fin de que el programa los calculara para efectos del modelo.

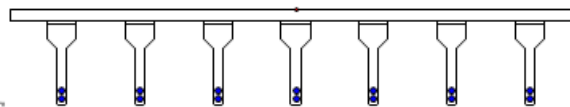


Figura 35. Sección transversal del puente con torones.

Fuente: Modelo de CSi Bridge 2019.

En el Cuadro 27 se observan las coordenadas de ubicación longitudinal de los torones con respecto a la superficie de rueda.

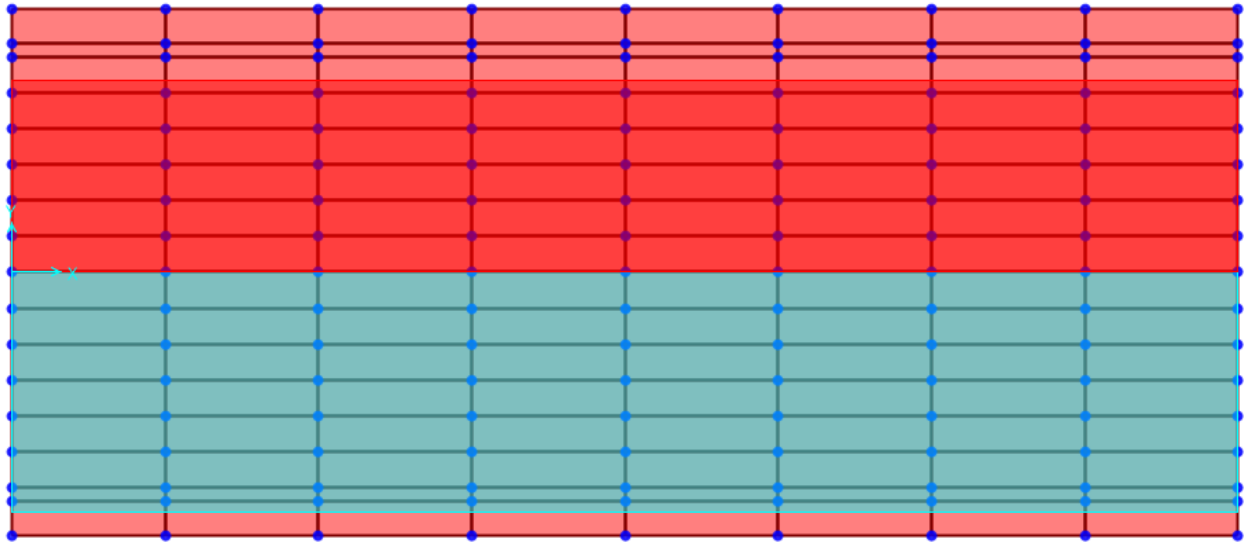
Cuadro 27. Ubicación coordenada de torones							
Punto	Long (X) [m]	Elevación [cm]	Pendiente [cm/cm]	Punto	Long (X) [m]	Elevación [cm]	Pendiente [cm/cm]
1	0	-73.3	0	1	0	-43	0
2	100	-84.48	0	2	100	-57.53	0
3	200	-94.5	-0.1118	3	200	-70.59	-0.1453
4	300	-103.35	-0.0885	4	300	-82.13	-0.1154
5	400	-111.04	-0.0769	5	400	-92.16	-0.1003
6	500	-117.56	-0.0652	6	500	-100.7	-0.0854
7	600	-122.93	-0.0537	7	600	-107.75	-0.0705
8	700	-127.15	-0.0422	8	700	-113.31	-0.0556
9	800	-130.2	-0.0305	9	800	-117.39	-0.0408
10	900	-132.1	-0.019	10	900	-119.98	-0.0259
11	982.5	-132.82	-8.73E-03	11	982.5	-121.02	-0.0126
12	1025	-132.82	0	12	1025	-121.02	0
13	1067.5	-132.82	0	13	1067.5	-121.02	0
14	1100	-132.63	5.85E-03	14	1100	-120.74	8.62E-03
15	1200	-131.29	0.0134	15	1200	-118.86	0.0332
16	1300	-128.82	0.0247	16	1300	-115.54	0.0482
17	1400	-125.18	0.0364	17	1400	-110.72	0.0631
18	1500	-120.39	0.0479	18	1500	-104.41	0.0779
19	1600	-114.44	0.0595	19	1600	-96.62	0.0929
20	1700	-107.34	0.071	20	1700	-87.33	0.1078
21	1800	-99.07	0.0827	21	1800	-76.55	0.123
22	1900	-89.64	0.0943	22	1900	-64.25	0.1381
23	2000	-79.03	0.1061	23	2000	-50.44	0.1488
24	2050	-73.3	0.1146	24	2050	-43	0

Fuente: Datos de análisis con CSi Bridge 2019.

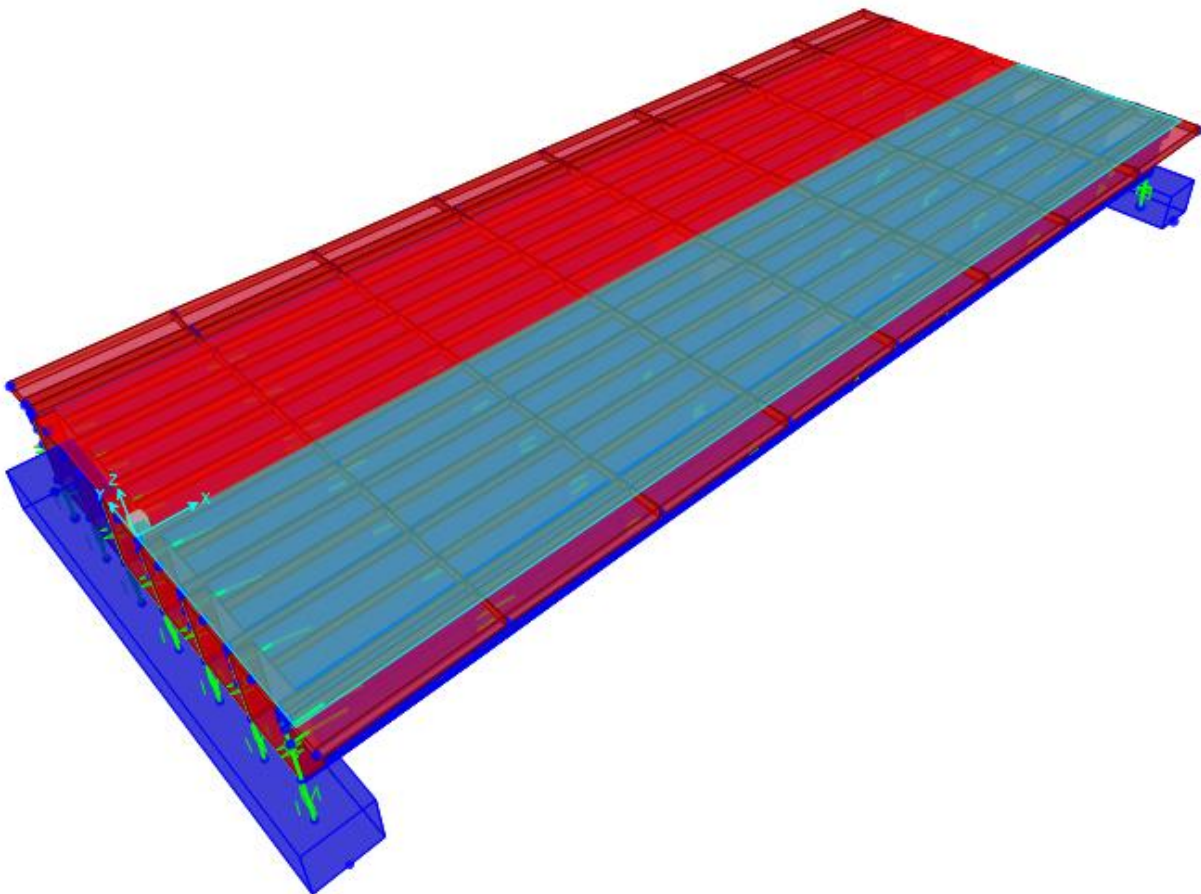
Cargas del modelo

Las cargas de las vagonetas de prueba de carga, así como las del HS-20, fueron modeladas como cargas puntuales colocadas en la losa del puente en los respectivos carriles (derecho de 3.2 m e izquierdo de 4 m; ver Figura 36), para que el programa las distribuyera y se generara una distribución de cargas más aproximada a la realidad que solo utilizando las vigas.

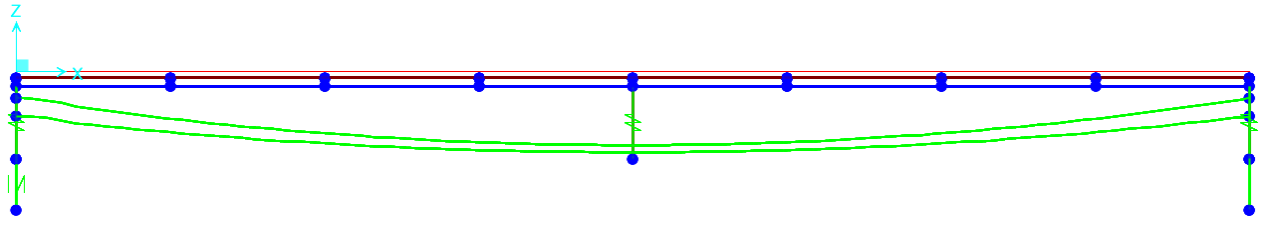
Asimismo, las cargas de los accesorios, fueron colocadas en de forma distribuida en las siete vigas del puente, debido a que la AASHTO 2017, permite hacer esto si los accesorios son colocados luego del endurecimiento del concreto de la estructura.



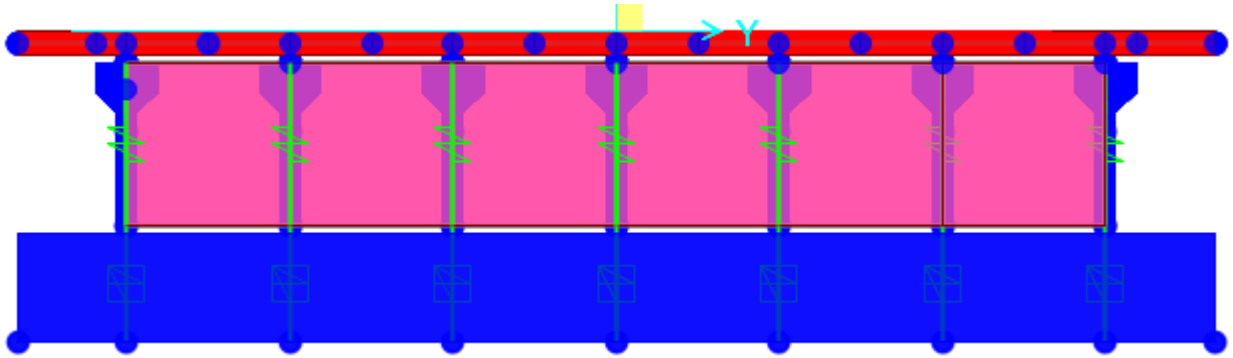
(a)



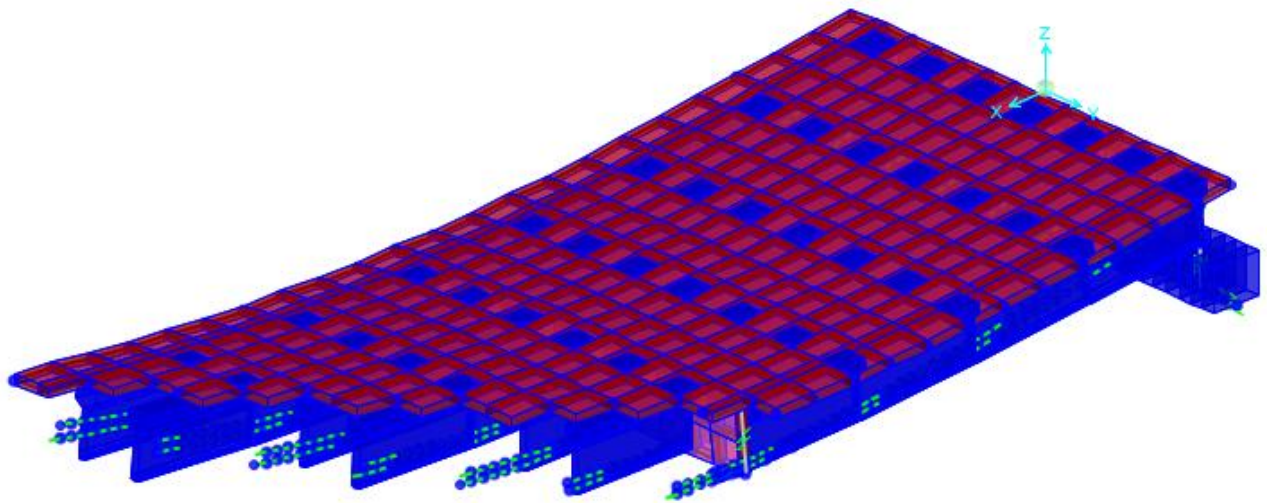
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 36. Modelo estructural, a) carriles del puente; b) vista en 3D; c) torones de presfuerzo; d) vista transversal en apoyo; e) puente deformado por carga muerta.

Fuente: Modelo de CSi Bridge 2019.

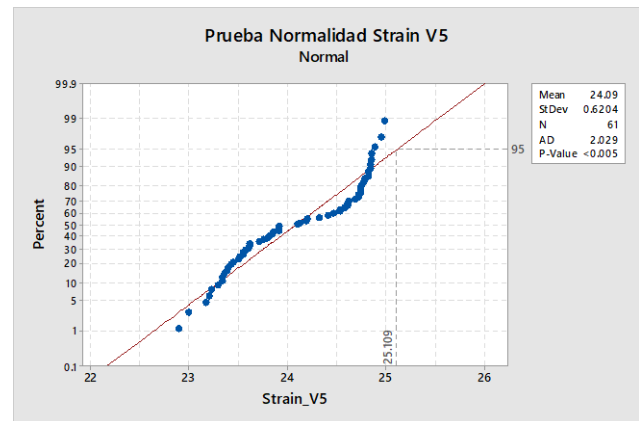
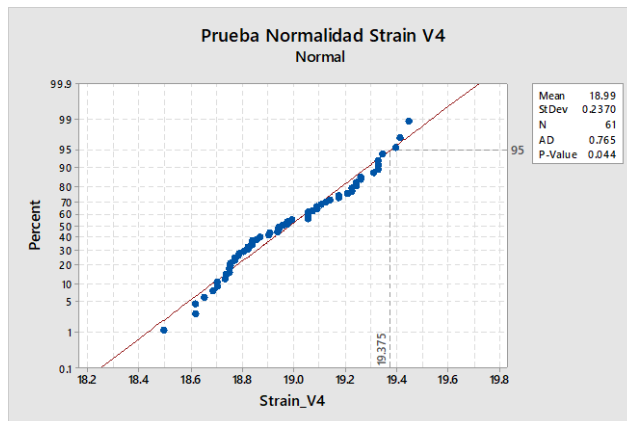
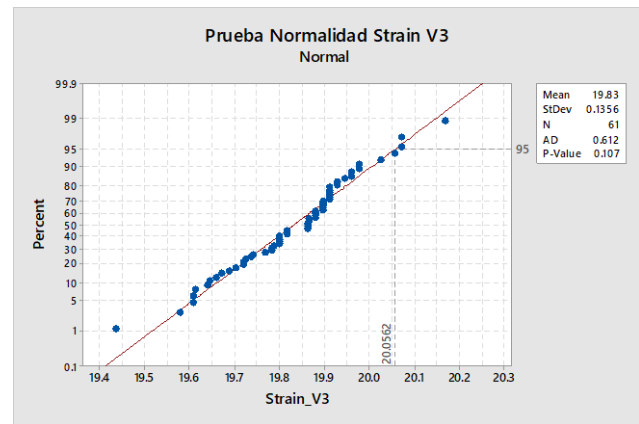
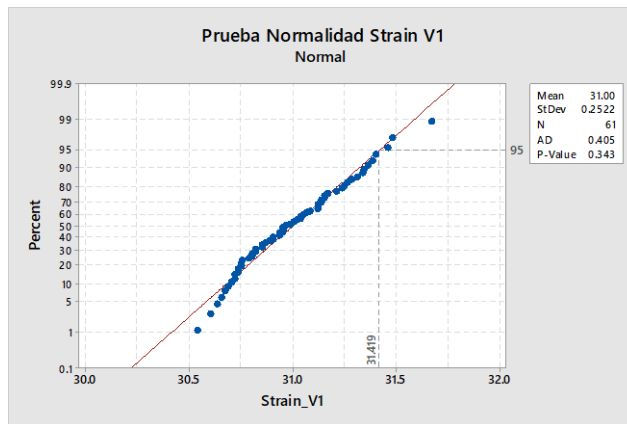
APÉNDICE 4

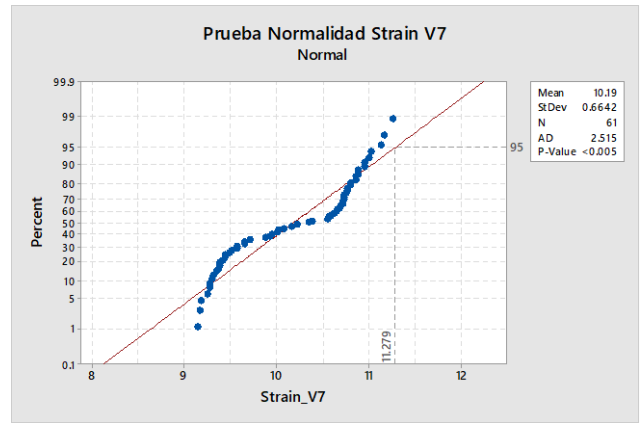
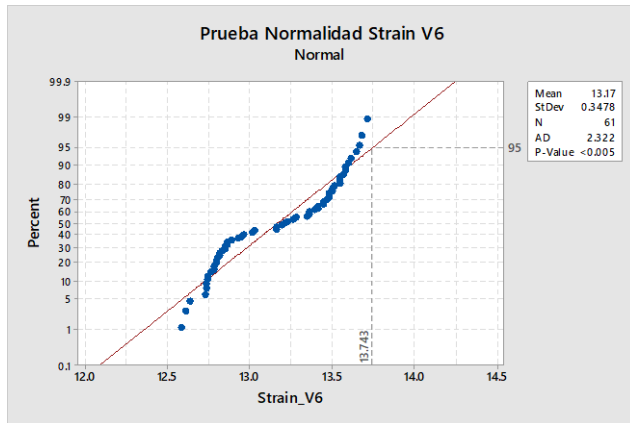
Pruebas de bondad de ajuste

A continuación se presentan los gráficos de las pruebas de bondad de ajuste aplicadas a los datos de deformación obtenidos en las pruebas de carga. Los gráficos incluyen el corte en el percentil

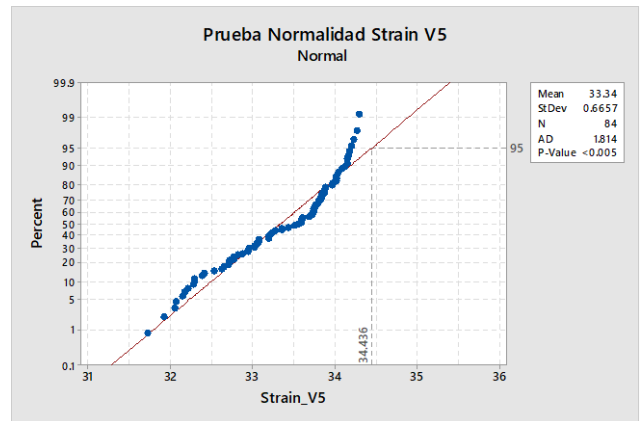
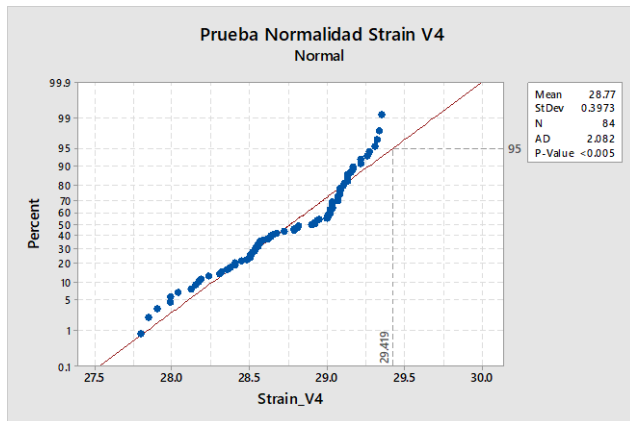
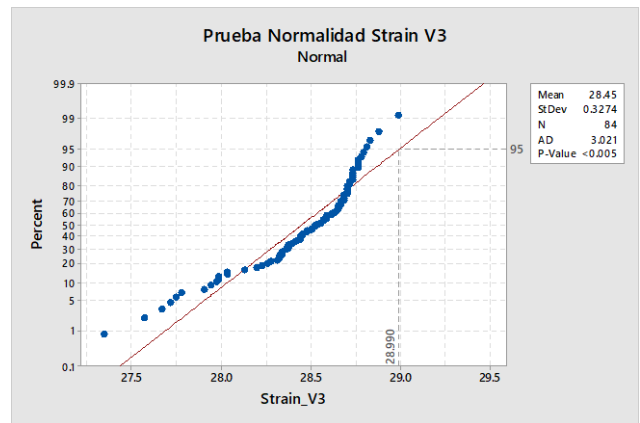
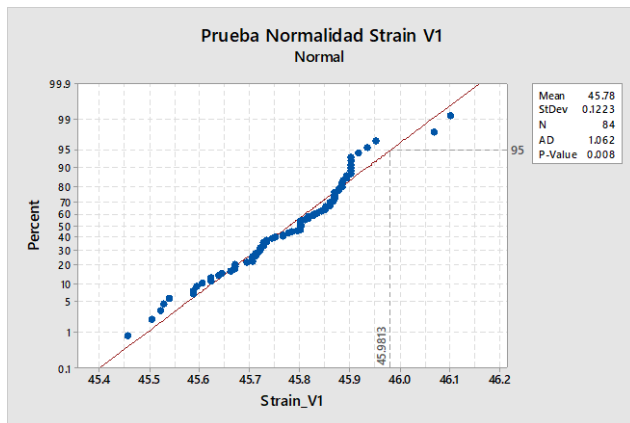
95, utilizado en lugar del promedio. Se muestran primero las del Caso I y seguidamente Caso II; siendo 6 figuras para caso.

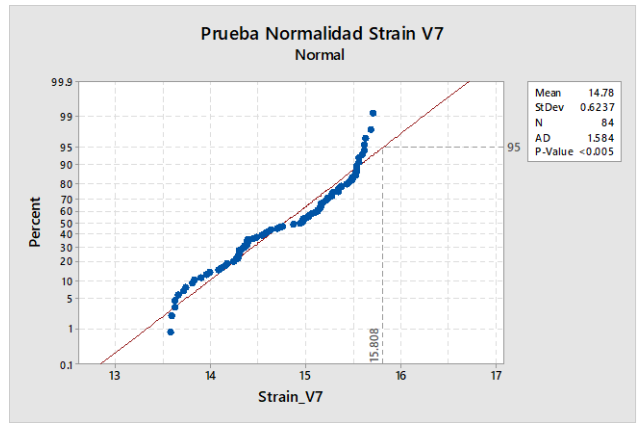
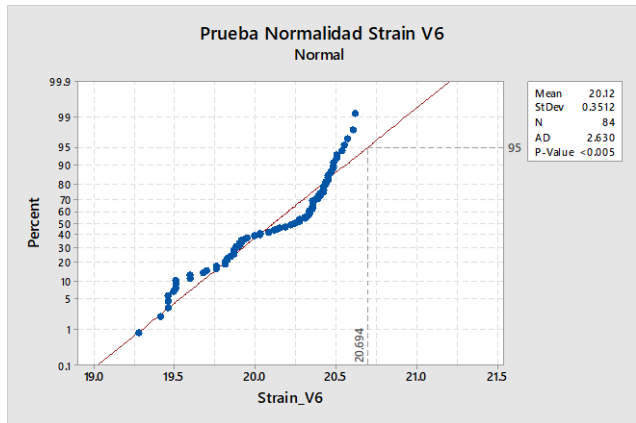
Caso I





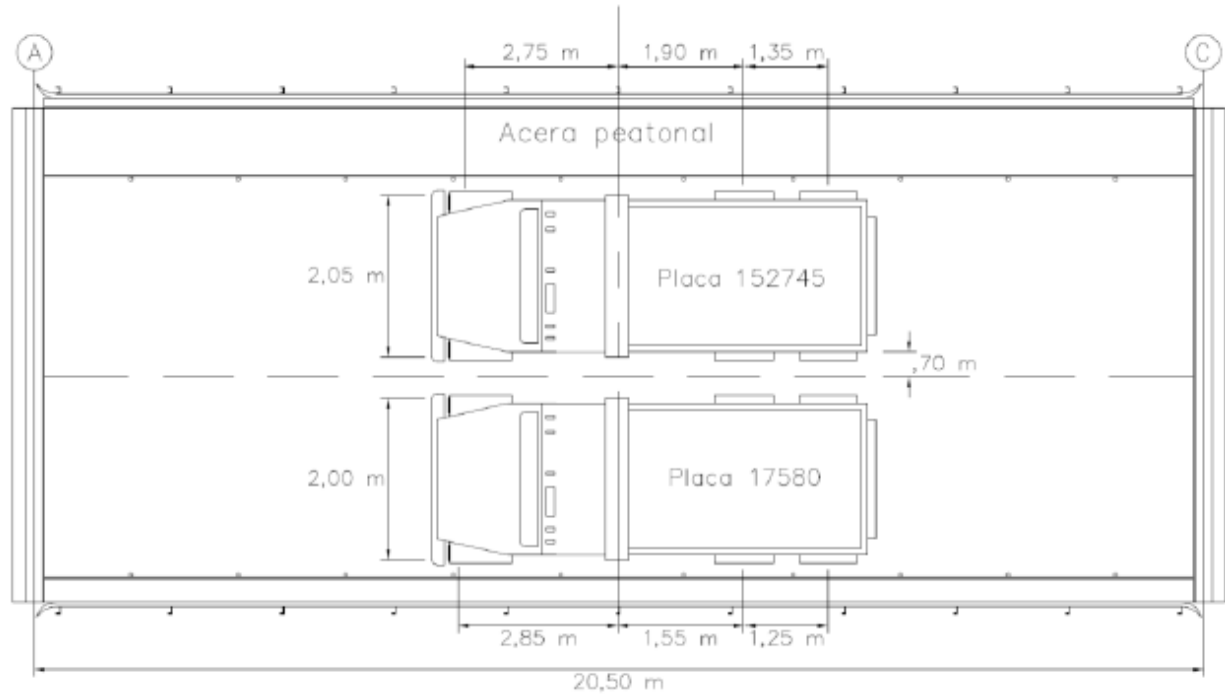
Caso II



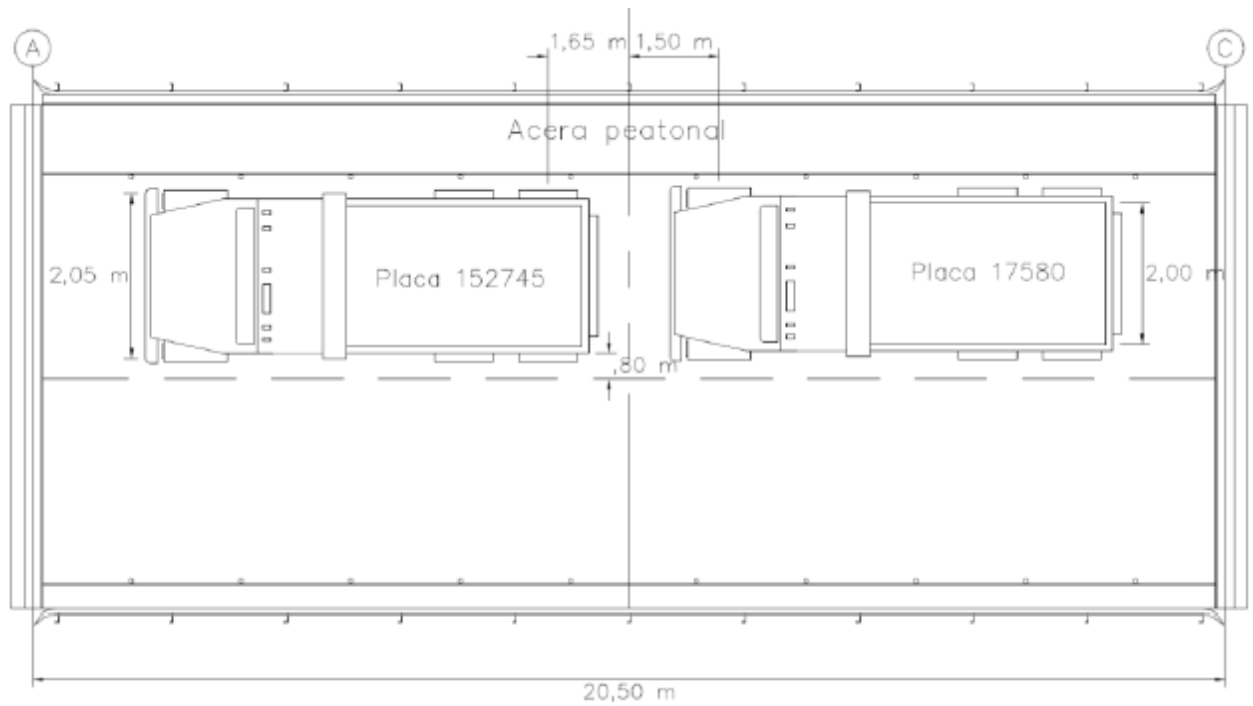


Fuente: Datos de análisis de prueba de carga con Minitab 18®.

ANEXO 1



(a)



(b)

Figura 37. Ubicación de camiones de carga, a) Caso I; b) Caso II.
Fuente: CIVCO, 2017.

ANEXO 2

Cuadro 28. Resultados de deformación de prueba de carga – Caso I							
N°	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5	Viga 6	Viga 7
1	-31.34772	-0.1070134	-19.43629	-18.93636	-22.99654	-12.58903	-9.151942
2	-31.46397	0.03964107	-19.72499	-18.75081	-22.89889	-12.63903	-9.170107
3	-31.26472	-0.07443649	-19.61273	-18.78455	-23.17561	-12.73899	-9.297293
4	-31.21492	0.1210833	-19.64479	-18.49772	-23.33835	-12.78896	-9.388131
5	-31.48057	0.08850644	-19.66083	-18.90263	-23.38723	-12.73899	-9.18828
6	-31.36432	0.1047949	-19.58066	-18.75081	-23.22444	-12.80561	-9.315456
7	-31.24812	0.1862372	-19.74103	-18.73394	-23.56625	-12.78896	-9.279119
8	-31.31452	0.1862372	-19.78913	-18.86889	-23.61507	-12.88892	-9.351793
9	-31.28846	0.1615418	-19.89668	-18.6869	-23.29152	-12.79914	-9.423328
10	-31.38805	0.2104071	-19.60801	-18.95686	-23.38922	-12.83245	-9.368818
11	-31.40466	0.2266956	-19.86461	-18.77125	-23.51941	-12.81579	-9.441494
12	-31.1556	0.1941187	-20.07311	-18.93999	-23.45431	-12.86579	-9.259807
13	-31.67031	0.04752259	-19.92878	-19.07494	-23.21014	-12.61589	-9.386992
14	-31.33825	0.1778302	-19.80048	-18.70377	-23.34034	-12.74917	-9.277979
15	-31.1722	0.1615418	-19.72028	-18.61943	-23.35661	-12.76582	-9.496003
16	-31.23866	0.405927	-19.86461	-18.82185	-23.50314	-12.84913	-9.441494
17	-31.1224	0.5851583	-19.96085	-18.70377	-23.76358	-12.74917	-9.514176
18	-31.1556	0.6503122	-19.67218	-18.82185	-23.55196	-12.81579	-9.714027
19	-30.9564	0.242984	-20.07311	-18.77125	-23.55196	-12.86579	-9.659525
20	-30.87334	0.6503122	-19.80048	-18.83878	-23.60078	-12.73251	-9.568679
21	-30.9564	0.6014467	-19.60801	-18.93999	-23.79613	-12.79914	-9.568679
22	-31.1224	0.6991776	-19.97688	-18.65317	-23.61705	-12.94906	-9.659525
23	-31.0228	0.6340237	-19.86461	-18.75438	-23.42177	-12.84913	-9.932052
24	-31.0394	0.4873692	-19.70424	-18.80498	-23.8124	-12.96572	-9.950225
25	-31.139	0.3407732	-19.91272	-18.75438	-23.71476	-12.93241	-10.0229
26	-31.0892	0.06381104	-19.78442	-18.61943	-23.91011	-13.01572	-9.877549
27	-31.139	0.3244847	-19.86461	-18.83878	-23.84495	-13.19896	-10.0774
28	-31.0062	0.6014467	-19.64008	-18.73751	-23.86123	-13.03237	-10.00473
29	-31.05618	0.9922529	-19.88076	-19.05837	-23.9104	-13.16579	-10.22278
30	-31.03958	0.81308	-19.73643	-18.83902	-23.9104	-13.16579	-10.16827
31	-30.95658	0.6664255	-19.72036	-18.78842	-24.18712	-13.28241	-10.34996
32	-30.89018	0.3894634	-19.91283	-18.85589	-24.12202	-13.21576	-10.3863
33	-31.07278	0.5686947	-19.88076	-19.09211	-24.20339	-13.399	-10.56798
34	-31.12263	0.6175601	-19.6883	-19.10898	-24.10574	-13.26573	-10.65882
35	-30.93998	0.7478677	-19.91283	-19.09211	-24.46383	-13.34903	-10.54981
36	-30.93998	0.7804447	-19.8968	-18.9065	-24.52893	-13.36569	-10.62249

37	-30.90678	0.7804447	-19.86473	-19.05837	-24.31731	-13.48231	-10.64066
38	-30.90678	0.6990024	-19.8166	-19.26085	-24.41501	-13.56562	-10.71333
39	-30.85698	0.6338485	-19.91283	-19.14271	-24.69173	-13.46565	-10.85868
40	-30.98978	0.6827139	-19.86473	-19.26085	-24.61036	-13.449	-10.85868
41	-30.97318	0.5524063	-19.80056	-19.32833	-24.52893	-13.41569	-10.94952
42	-30.80712	0.6501371	-20.16943	-19.3452	-24.72428	-13.59893	-10.87685
43	-30.74072	0.7152908	-19.8968	-19.12585	-24.98472	-13.66555	-11.25839
44	-30.75732	0.7315792	-19.8968	-19.22712	-24.82192	-13.64889	-10.87685
45	-30.82372	0.7967915	-19.96093	-18.97403	-24.62663	-13.61558	-10.94952
46	-30.82372	0.7641562	-19.97697	-19.17645	-24.82192	-13.58227	-11.13121
47	-30.75732	0.7315792	-19.9449	-19.05837	-24.74055	-13.71555	-11.0222
48	-30.74072	0.6175601	-19.78453	-19.24399	-24.61036	-13.68223	-11.00403
49	-30.8571	0.6174433	-19.88082	-18.99108	-24.72445	-13.54905	-10.80419
50	-30.8073	0.7151741	-20.02516	-19.32851	-24.83843	-13.54905	-10.80419
51	-30.72424	0.6337318	-20.05722	-19.39598	-24.77333	-13.54905	-10.74969
52	-30.72424	0.7803863	-19.80062	-19.2273	-24.8547	-13.49905	-10.71335
53	-30.67444	0.6825971	-19.92892	-19.41285	-24.74079	-13.51571	-10.73151
54	-30.7575	0.747751	-19.81668	-18.97421	-24.78961	-13.4824	-10.73151
55	-30.7907	0.747751	-19.76855	-19.17669	-24.8547	-13.49905	-10.76785
56	-30.69104	0.6988856	-19.81668	-19.05855	-24.75706	-13.44909	-10.69518
57	-30.64124	0.6988856	-19.88082	-19.44665	-24.88725	-13.58236	-10.67701
58	-30.70764	0.6011549	-19.80062	-19.31164	-24.74079	-13.41578	-10.76785
59	-30.60804	0.6825971	-19.91289	-19.21043	-24.57798	-13.36578	-10.73151
60	-30.54164	0.7640395	-19.91289	-19.24417	-24.83843	-13.23251	-10.58617
61	-30.65784	0.7151741	-19.89686	-19.32851	-24.95235	-13.4824	-11.16756
Promedio	31.004298	-	19.8332264	18.9850666	24.0880192	13.1712326	10.1865804
Percentil 95	30.65784	-	19.60801	18.65317	23.21014	12.73251	9.259807

Cuadro 29. Resultados de deformación de prueba de carga – Caso II							
N°	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5	Viga 6	Viga 7
1	-45.88808	-7.43746	-27.71491	-28.32419	-32.21947	-19.51426	-13.72254
2	-45.53943	-7.388595	-27.34604	-27.85182	-31.73112	-19.28105	-13.57719
3	-45.50617	-7.323441	-27.57057	-27.80115	-31.92647	-19.41433	-13.6317
4	-45.45637	-7.339729	-27.66678	-27.98677	-32.15437	-19.59757	-13.81339
5	-45.52283	-7.22571	-27.77905	-27.90242	-32.07294	-19.46429	-13.6317
6	-45.58923	-7.193075	-27.74698	-27.98677	-32.05666	-19.46429	-13.59536
7	-45.62243	-7.241999	-27.90735	-28.03737	-32.17065	-19.46429	-13.66804
8	-45.67223	-7.258287	-27.97151	-28.15551	-32.28456	-19.4976	-13.74071
9	-45.62243	-7.209363	-27.93945	-28.12177	-32.30084	-19.51426	-13.83156
10	-45.58923	-7.209363	-27.98755	-28.17238	-32.30084	-19.51426	-13.90423
11	-45.67223	-7.160498	-28.03565	-28.18925	-32.41481	-19.59757	-13.95873
12	-45.63903	-7.22571	-27.98755	-28.23985	-32.38226	-19.68088	-13.99507
13	-45.70543	-7.176786	-28.03565	-28.30733	-32.52873	-19.69753	-14.08592
14	-45.67223	-7.290864	-28.13188	-28.37486	-32.62643	-19.76415	-14.1586
15	-45.70543	-7.176786	-28.22811	-28.35799	-32.65899	-19.76415	-14.12226
16	-45.72203	-7.160498	-28.26018	-28.4086	-32.70781	-19.81415	-14.17677
17	-45.60583	-7.209363	-28.34038	-28.4086	-32.72408	-19.84746	-14.28578
18	-45.70543	-7.160498	-28.34038	-28.54354	-32.72408	-19.8308	-14.24944
19	-45.72203	-7.160498	-28.32435	-28.50981	-32.82172	-19.81415	-14.30394
20	-45.72203	-7.258287	-28.27622	-28.54354	-32.7729	-19.8308	-14.30394
21	-45.59571	-7.280005	-28.37572	-28.50207	-32.76649	-19.86862	-14.45012
22	-45.72851	-7.247428	-28.32759	-28.62021	-33.02693	-19.91859	-14.35927
23	-45.74511	-7.165986	-28.31156	-28.50207	-32.96183	-20.0019	-14.48645
24	-45.66211	-7.280005	-28.39176	-28.51894	-32.8804	-19.86862	-14.28659
25	-45.71191	-7.247428	-28.43986	-28.45146	-32.94556	-19.88528	-14.26843
26	-45.72851	-7.263717	-28.37572	-28.4852	-32.94556	-19.90194	-14.37744
27	-45.77831	-7.084485	-28.43986	-28.56954	-33.05947	-19.90194	-14.37744
28	-45.72851	-7.100832	-28.4559	-28.55267	-33.04321	-19.91859	-14.35927
29	-45.82811	-7.165986	-28.43986	-28.5358	-33.07575	-19.86862	-14.30476
30	-45.89457	-7.084485	-28.42383	-28.55267	-33.02693	-19.86862	-14.32293
31	-45.84477	-7.149697	-28.50402	-28.65395	-33.07575	-19.93525	-14.3956
32	-45.82811	-6.986754	-28.4559	-28.63708	-33.2711	-19.95193	-14.3956
33	-45.79491	-7.068197	-28.53609	-28.67081	-33.22228	-19.88528	-14.57729
34	-45.89457	-7.051908	-28.52006	-28.58641	-33.23855	-20.08521	-14.55913
35	-45.86137	-6.954177	-28.5842	-28.56954	-33.18973	-20.03521	-14.54095
36	-45.87797	-6.937889	-28.5842	-28.72142	-33.18973	-20.03521	-14.6318

37	-45.86137	-7.003043	-28.56816	-28.78889	-33.35247	-20.11852	-14.59547
38	-45.81151	-7.03562	-28.64836	-28.63708	-33.20601	-20.15183	-14.70448
39	-45.87797	-7.051908	-28.5842	-28.80576	-33.35247	-20.18514	-14.72264
40	-45.86137	-7.068197	-28.64836	-28.78889	-33.4339	-20.13517	-14.75898
41	-45.90224	-6.993234	-28.62014	-28.91785	-33.59203	-20.22379	-14.86895
42	-45.86898	-7.025811	-28.73238	-28.81658	-33.51066	-20.24045	-14.94163
43	-45.90224	-7.074677	-28.71635	-28.95159	-33.59203	-20.34041	-14.9598
44	-45.90224	-7.090966	-28.70032	-29.03593	-33.72229	-20.35707	-15.0143
45	-45.88559	-6.993234	-28.73238	-29.00219	-33.60831	-20.35707	-14.97796
46	-46.06824	-7.090966	-28.82862	-29.01906	-33.72229	-20.3071	-14.97796
47	-46.10144	-7.090966	-28.76448	-28.90092	-33.57576	-20.34041	-15.03246
48	-45.93544	-7.058389	-28.87675	-29.03593	-33.68968	-20.3071	-15.0688
49	-45.95205	-7.090966	-28.79655	-29.03593	-33.60831	-20.27376	-15.12331
50	-45.85239	-7.090966	-28.78051	-28.93472	-33.55949	-20.27376	-15.12331
51	-45.91884	-7.107254	-28.81258	-28.91785	-33.75483	-20.2571	-15.15965
52	-45.86898	-7.009523	-28.71635	-29.00219	-33.77111	-20.42369	-15.17782
53	-45.86898	-7.009523	-28.68428	-29.01906	-33.73856	-20.42369	-15.10514
54	-45.90224	-7.058389	-28.76448	-29.06967	-33.75483	-20.35707	-15.03246
55	-45.90224	-7.0421	-28.73238	-29.01906	-33.80365	-20.34041	-15.15965
56	-45.80259	-7.0421	-28.66825	-29.06967	-33.73856	-20.35707	-15.14148
57	-45.90224	-7.0421	-28.70032	-29.01906	-33.73856	-20.32376	-15.23232
58	-45.86898	-7.009523	-28.73238	-29.03593	-33.8362	-20.35707	-15.15965
59	-45.86898	-6.944369	-28.68428	-29.08654	-33.80365	-20.34041	-15.21415
60	-45.85239	-6.928081	-28.70032	-29.06967	-33.78738	-20.35707	-15.23232
61	-45.83442	-6.992067	-28.76376	-29.0002	-33.88293	-20.45604	-15.26848
62	-45.81782	-6.910566	-28.68359	-29.03394	-33.86665	-20.40607	-15.28665
63	-45.78462	-6.95949	-28.65149	-29.08454	-33.83405	-20.40607	-15.26848
64	-45.86762	-6.95949	-28.69962	-29.10147	-33.85038	-20.38942	-15.34116
65	-45.80122	-7.040933	-28.66753	-29.08454	-33.86665	-20.43939	-15.432
66	-45.81782	-7.024644	-28.61943	-29.13521	-34.04567	-20.50601	-15.37749
67	-45.80122	-6.95949	-28.73169	-29.13521	-34.01311	-20.42273	-15.35933
68	-45.85101	-6.894278	-28.68359	-29.13521	-33.9643	-20.53935	-15.61368
69	-45.76802	-6.812836	-28.98829	-29.3545	-34.14337	-20.57266	-15.63186
70	-45.88422	-6.910566	-28.66753	-29.33763	-34.27356	-20.62263	-15.68636
71	-45.80122	-6.910566	-28.63546	-29.32076	-34.22474	-20.55601	-15.70453
72	-45.71816	-6.87799	-28.57132	-29.27015	-34.20847	-20.48936	-15.54101
73	-45.80122	-6.910566	-28.65149	-29.21955	-33.85038	-20.4727	-15.59552
74	-45.76802	-6.910566	-28.47509	-29.08454	-33.88293	-20.37276	-15.45017
75	-45.75136	-6.95949	-28.50716	-29.15207	-33.98057	-20.42273	-15.52284

76	-45.73476	-6.894278	-28.47509	-29.06767	-34.07821	-20.43939	-15.55918
77	-45.88422	-6.76397	-28.52319	-29.21955	-34.02939	-20.38942	-15.54101
78	-45.80122	-6.780259	-28.41096	-29.16894	-34.15965	-20.50601	-15.48651
79	-45.73476	-6.845413	-28.69962	-29.16894	-34.28984	-20.45604	-15.48651
80	-45.80122	-6.910566	-28.55529	-29.13521	-34.17592	-20.60597	-15.55918
81	-45.71197	-6.660985	-28.37575	-29.26139	-34.02	-20.45175	-15.61292
82	-45.69537	-6.709851	-28.34366	-29.31205	-34.1502	-20.48506	-15.34038
83	-45.64557	-6.840217	-28.35972	-29.10957	-34.11764	-20.48506	-15.52207
84	-45.52931	-6.677274	-28.19932	-29.0927	-34.02	-20.4684	-15.54024
Promedio	45.7801082	-	28.4510654	28.7657014	33.3414362	20.116769	14.7816927
Percentil 95	45.5469	-	27.7517905	27.99436	32.156812	19.4692865	13.676215

ANEXO 3

Reliability Simulation and Sensitivity Analysis of Prestressed Concrete Bridge

Xia XIAO¹, Zhijian HU² and Jinhua TAN³

¹ Civil engineering laboratory, Department of Road and Bridge Engineering, Wuhan University of Technology; PH +86 15071388598; E-Mail: 371547878@qq.com

² School of Transportation, Wuhan University of Technology; PH +86 13296681055; E-Mail: 735387585@qq.com

³ School of Transportation, Wuhan University of Technology; PH +86 13135671023; E-Mail: 411549861@qq.com

ABSTRACT

This paper takes the bridge of the A7 block in the national freeway (Ganzhou to Chongyi) as an example, according to its practical statistical data, the material properties and deterministic parameters are treated as random variables. The distribution function and statistical parameters of the random variables are concluded through a large number of numerical simulation. The ultimate limit state equation is derived by strictly adhering to the load and capacity formulas requirements in Chinese highway bridge design specifications. The reliability index for flexural capacity is calculated with Monte Carlo method and the sensitivity analysis of key parameters is carried out. Additionally, the suggestions for construction quality control are given out.

Key words: random variables; numerical simulation; reliability index; Monte Carlo; sensitivity analysis

INTRODUCTION

Resistance of a bridge is an important aspect of structural reliability analysis and evaluation. Because the resistance that affects the reliability of bridge is variable, we should describe it as consisting of random variables or being a random process. For instance, Yao Jitao et al. (2000) put forward the concept of a structure's resistance being an independent, incremental process and point out the conditions under which the mean function, the variance function and the correlation coefficient should meet. In contrast, Zhang and Liu (2004) analyze the resistance probability model for a bridge in service. They carry out sensitivity analysis of the main parameters and come to the conclusion that the mean protective layer thickness has a great influence on the average resistance function. What's more, the coefficient of variation has little impact in the resistance probability model.

The Monte Carlo method is one of the basic methods of structural reliability analysis. Characteristics of this method include: that the simulation convergence speed has nothing to do with the dimensions of the basic random vector; that the complexity of the limit state function has nothing to do with the simulation process, that there is no need to convert the function to linearization or an equivalent normal random variable (Xu 1985). Guo et al. (Guo, Li and Bian 2004) use the Monte Carlo

method to calculate the reliability and the failure probability for long-span bridges under a number of random variables, and describe a preliminary application in the health monitoring and system evaluation of Runyang Bridge. Du Xing et al. (Du, Luo, Yang and Wang 2008). use the Monte Carlo method to calculate the reliability and failure probability of a reinforced concrete girder bridge under the influence of multiple random variables and analyzes the bridge reliability probability of each fixed period in the whole design reference period. Based upon the above research results, the authors of this paper calculates the reliability index for flexural capacity with the Monte Carlo method and carries out sensitivity analysis of the basic parameters. Also provided are suggestions for construction quality control.

RELIABILITY ANALYSIS MODEL

Combining consideration of the actual situation of bridge construction in our country and in order to make the research of practical and general interest, the authors chose the 30 meter-long, prestressed concrete T beam, which is commonly used in highway bridge construction in our country, as the prototype and used the data that comes from the bridge of the A7 block in the national freeway (Ganzhou to Chongyi) .

For the bridge span that is relatively small, the author mainly considers the effect of the dead load and live load and calculates the bending moment in the cross section for these loads. M_1 is the bending moment caused by the first phase of dead load (including the precast beam when it is heavy with the wet concrete of joints). M_2 is the bending moment caused by the second phase of dead load (including bridge deck pavement, railings, etc.). The calculations made assume that each piece of beam shares the load equally. Truck loading is in accordance with the highway grade I load standard; thus, for the live load, M_3 and M_4 are respectively the bending moment in the cross section caused by truck load and impact load. The calculation results are shown in Table 1.

Table 1. Standard value of the bending moment in the cross section caused by dead load and live load (Unit $kN \cdot m$)

M_1	M_2	M_3	M_4
2613.02	1383.53	2459.12	636.91

RELIABILITY CALCULATION ANALYSIS OF PRESTRESSED CONCRETE BEAM BRIDGE

Reliability Calculation Functions for Normal Section Flexural Bearing Capacity

For normal section flexural bearing capacity of simply supported prestressed concrete T beams, there are two types according to the different location of neutral axis. Calculating the concrete compression zone height and regardless of the prestressed reinforcement effect (JTG D60-2004):

$$x = f_p A_p / (f_{cd} b_f') \quad (1)$$

When $x \leq h'_f$, it represents the first kind of T section and has the neutral axis located in the flange. The limit state equation for the flexural bearing capacity of the prestressed concrete cross section can be written as:

$$g_1 = R - S = f_p A_p \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) - \gamma_0 S_{ud} = f_p A_p \left(h_0 - \frac{f_p A_p}{2 f_{cd} b'_f} \right) - \gamma_0 (M_1 + M_2 + M_3 + M_4) \quad (2)$$

When $x > h'_f$, it is the second kind of T section, which has the compressive zone of concrete out of the scope of flange and the neutral axis located in the web. For this second kind of T section, the limit state equation for the flexural bearing capacity of the prestressed concrete cross section can be written as (Yuan 2009):

$$\begin{aligned} g_2 = R - S &= f_{cd} (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) - \gamma_0 S_{ud} \\ &= f_{cd} (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + [f_p A_p - f_{cd} (b'_f - b) h'_f] h_0 - \frac{[f_p A_p - f_{cd} (b'_f - b) h'_f]^2}{2 f_{cd} b} - \gamma_0 (M_1 + M_2 + M_3 + M_4) \end{aligned} \quad (3)$$

In the calculation above:

A_p is prestressed steel bar section area in vertical tensile zone (mm^2);

f_p is tensile strength of prestressed steel bar (MPa);

f_{cd} is axis compressive strength of concrete (MPa);

b'_f is the effective width of T section compression flange (mm);

b is the web thickness (mm);

h_0 is effective height of cross section (mm); and

h'_f is average thickness of T section compression flange (mm).

Statistical Parameters of Random Variables

The authors take the parameters in the functions as random variables. Their actual measured data come from the bridge of the A7 block in the national freeway (Ganzhou to Chongyi); and the numbers are listed as follows: 3473 groups of C50 concrete cube compressive strength values, 1390 groups of flange plate width values, 1191 groups of web width values, 1321 groups of flange plate thickness values, 1816 groups of concrete cover thickness values, 1311 groups of T beam effective height values. The authors compare these data with numerical simulation and refer to the related literature at home and abroad. Table 2 then lists the statistical parameters of the random variable (Li, Wu and Shen 2008; GB/T 5224-2003).

Table 2. The statistical parameters of random variable

Random variable	Distribution type	The average value of μ	Coefficient of variation
f_p	Normal	1312.16	0.0101
A_p	Normal	4587.00	0.0080
f_{cd}	Normal	25.81	0.0344
b'_f	Normal	2403.77	0.0029
b	Normal	202.43	0.0004
h'_f	Normal	202.35	0.0056
h_0	Normal	1822.63	0.0021

Reliability Calculation Results

The bridge security level is level 1, and the destruction form of the cross section is ductility. According to current code for design of our country's highway bridges and the standard for design of highway engineering structure reliability (GB/T50283 1999), the target reliability index in the design reference period of 100 years is $\beta_T = 4.7$ (GB50153-2008). This article uses the Monte Carlo method to calculate the reliability index, according to the target reliability index. Upon checking the normal distribution table, we find that the corresponding failure probability is 1.301, the simulation, therefore, needs to be done at least two (2) million times. The authors used Matlab software programming to simulate for 5 million times and calculated that the reliability index is 4.935, which is higher than β_T . Thus, the design is in conformity with the requirements.

Sensitive Analysis of Random Variables

Sensitivity analysis is studying the influence on a model resulting from changes in the random variables within a certain range. Focus on the random variables that have large sensitivity coefficients and add strict control to the design and construction process so as to ensure that the structure possesses sufficient safety. And this approach can improve the working efficiency without affecting the calculation accuracy. In this paper, the authors analyze the sensitivity by changing the mean values and coefficient of variation of the seven random variables in the functions. Table 3 and Table 4 summarize the results.

Table 3. Sensitivity of the average value of the random variables

	f_p	A_p	f_{cd}	b'_f	b	h'_f	h_0
Percentage increase of the average value (%)	6	6	37.5	37.5	-	-	6
Percentage increase of the reliability index (%)	2800	6207	21	18	-	-	1991

Table 4. Sensitivity of the coefficient of variation of the random variables

	f_p	A_p	f_{cd}	b'_f	b	h'_f	h_0
Percentage increase of the coefficient of variation (%)	56	57	60	55	-	-	57
Percentage increase of the reliability index (%)	34	22	4	4	-	-	10

The following conclusions can be drawn from Tables 3 and 4:

- (1) The sensitivity of bridge resistance to changes in the mean value and in the coefficient of variation of the random variables show the same trend, but the influence of mean value is greater than coefficient of variation .
- (2) Bridge resistance shows sensitivity to f_p , A_p and h_0 , with A_p resulting in the most sensitivity.
- (3) f_{cd} and b'_f have little impact on the reliability index, while b and h'_f have almost no effect on the reliability index.

CONCLUSION

(1) The reliability index calculation result of the bearing capacity for this bridge is higher than the target reliability index in the standard for design of highway engineering structure reliability (GB/T50283 1999) with the bridge having been designed according to current code for design of our country's highway bridges, which shows that the design is in conformity with the requirements.

(2) For the random variables in the resistance function of this simply supported girder bridge, the statistical analysis results show that none of them failed to exhibit normal distribution, which is in conformity with the existing literature.

(3) From the results of the sensitivity analysis for the different random variables, in terms of the reliability of the bridge resistance: the tensile strength of the prestressed steel bar, the steel bar section area and the effective height of cross section have enormous influence on its reliability. The axis compressive strength of concrete and the effective width of T section compression flange have a general influence on its reliability; and the web thickness and average thickness of T section compression flange have almost no effect on the reliability index.

From the conclusions above, the author made the following proposals for the construction:

- 1) The performance of the prestressed reinforcement material should be strictly controlled in design and construction.
- 2) The web thickness and average thickness of T section compression flange can be used as constants in resistance analysis; meanwhile, requirements for these may be loosened appropriately in the construction.

REFERENCES

- Du, X., Luo, R., Yang, Y.G. and Wang, H. (2008). "Monte Carlo numerical simulation technology in the application of the safety evaluation of the existing reinforced concrete girder bridge." *The Academic Conference Proceedings of Existing Bridge Reinforcement and Reconstruction and Evaluation*, Beijing. People's Traffic Press.
- GB/T 5224-5224. (2003). *Prestressed concrete steel strand*, The State Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China, Beijing.
- GB50153-2008, (2008). *The Unified Standard of Engineering Structure Reliability Design*, China Planning Press, Beijing.
- Guo, T., Li, A.Q., and Bian, C.D. (2004). "Monte Carlo numerical simulation technology in the application of bridge condition assessment." *Journal of Special Structure*, 21(4) 44-47.
- JTG D60-2004. (2004) *Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts*, People's Traffic Press, Beijing.
- Li, X., Wu, Y., and Shen, S.Z. (2008). "Resistance of steel bar and steel strand subentry coefficient research." *Journal of Civil Engineering*, 9(9) 8-13.
- Xu, Z. J. (1985). *Monte Carlo method*, Shanghai Science and Technology Publishing House, Shanghai.
- Yao, J.T., Zhao, G.F., and Pu, Y.X. (2000). "Independent increment process of structure resistance probability model." *Engineering safety and durability----the 9th annual meeting proceedings of China civil engineering society*. China Water Conservancy and Hydropower Press, Beijing.
- Yuan, X.P. (2009). "The reliability analysis of highway prestressed concrete bridge." Dissertation. Southwest Jiao tong University, Chengdu, China.
- Zhang, J.R. and Liu, Y. (2004). "Resistance probability model of concrete bridge components in service" *Journal of Changsha University of Science and Technology* (natural science edition), 1(1) 27-33.