

Evaluación estructural del comportamiento de la pila central del puente Ayampe ubicado en Manabí, Ecuador

Boris Mendoza ¹  Lindao Tomalá Pablo Julio ² 

¹ Universidad Técnica de Manabí, Av. José María Urbina y Che Guevara, Portoviejo, Manabí, Ecuador.

² Universidad de Guayaquil, Av. Delta, Guayaquil, Guayas, Ecuador.

✉ Correspondencia: email.institucional@autor.com 📞 + 593 99 571 3680

DOI/URL: <https://doi.org/10.53313/gwj72169>

Resumen: Este artículo se centra en una evaluación integral de la pila del Puente Ayampe con los siguientes objetivos: determinar los fundamentos teóricos sobre la pila, revisar los planos y especificaciones del puente, elaborar un modelo estructural en CSI Bridge, y realizar análisis estáticos y dinámicos para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico. La metodología incluye el uso del análisis estático no lineal "Pushover" y el análisis sísmico conforme a las normativas AASHTO LRFD 2020, FEMA 440, ASCE 41-17 y NEC-SE-DS 2015. El estudio utiliza el software CSI Bridge para desarrollar un modelo tridimensional del puente, realizando análisis bajo diversas condiciones de carga y evaluando la capacidad a flexión y cortante de los elementos estructurales, incluyendo la viga cabezal, las columnas y la zapata. Además, se verificó el desempeño sísmico de la estructura identificando que cuenta con un nivel de desempeño "Seguridad de vida" y "Prevención de Colapso" en el sentido transversal y longitudinal del puente respectivamente. Los resultados del análisis proporcionan información valiosa sobre el comportamiento estructural y el nivel de desempeño de las pilas de hormigón en puentes, contribuyendo al avance en la ingeniería de puentes y la seguridad en la construcción de infraestructuras.

Palabras claves: Puentes, evaluación estructural, CSI Bridge, análisis estático no lineal "Pushover", niveles de amenaza sísmica, nivel de desempeño.

Structural Evaluation of the Behavior of the Pile of a Bridge Located in Manabí, Ecuador

Abstract: This article focuses on a comprehensive evaluation of the Ayampe Bridge pier with the following objectives: establishing the theoretical foundations of the pier, reviewing the bridge plans and specifications, developing a structural model in CSI Bridge, and conducting static and dynamic analyses to assess



Cita: Mendoza, B., & Lindao Tomalá, P. J. (2024). Evaluación estructural del comportamiento de la pila central del puente Ayampe ubicado en Manabí, Ecuador. Green World Journal, 07(02), 169.

<https://doi.org/10.53313/gwj72169>

Received: 10/August/2024
Accepted: 27/August/2024
Published: 30/August/2024

Prof. Carlos Mestanza-Ramón, PhD.
Editor-in-Chief / CaMeRa Editorial
editor@greenworldjournal.com

Editor's note: CaMeRa remains neutral with respect to legal claims resulting from published content. The responsibility for published information rests entirely with the authors.



© 2024 CaMeRa license, Green World Journal. This article is an open access document distributed under the terms and conditions of the license.

Creative Commons Attribution (CC BY).

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

structural capacity and seismic performance. The methodology involves using the non-linear static "Pushover" analysis and seismic analysis in accordance with AASHTO LRFD 2020, FEMA 440, ASCE 41-17, and NEC-SE-DS 2015 standards. The study employs CSI Bridge to create a three-dimensional model of the bridge, performing analyses under various load conditions and evaluating the flexural and shear capacity of structural elements, including the cap beam, columns, and foundation. Additionally, the seismic performance of the structure was assessed, identifying that it achieves a "Life Safety" and "Collapse Prevention" performance level in the transverse and longitudinal directions of the bridge, respectively. The analysis results provide valuable insights into the structural behavior and performance level of concrete piers in bridges, contributing to advancements in bridge engineering and infrastructure safety.

Keywords: Bridges, structural evaluation, CSI Bridge, nonlinear static "Pushover" analysis, seismic hazard levels, performance level.

1 Introducción

El campo de la ingeniería estructural ha experimentado avances significativos en la búsqueda de metodologías más precisas y robustas para la evaluación de la capacidad y el comportamiento sísmico de puentes. En este contexto, la evaluación estructural se consolida como una herramienta crítica para garantizar tanto la seguridad como la operatividad de las infraestructuras frente a eventos sísmicos severos [1].

La evaluación estructural de puentes es un proceso crucial dentro de la Ingeniería Civil, que implica un análisis exhaustivo de la capacidad de las estructuras para soportar las cargas previstas a lo largo de su vida útil [2]. En este contexto, el Puente Ayampe se destaca como un caso de estudio particularmente relevante debido a la singularidad de su pila de hormigón, la cual presenta retos específicos en aspectos de diseño, análisis y mantenimiento.

Este puente estará sometido a un rango variado de condiciones climáticas y geológicas, las cuales podrían comprometer su integridad estructural. La evaluación detallada de sus componentes, especialmente de la pila, es fundamental para asegurar su estabilidad y durabilidad frente a las exigencias operacionales y los eventos naturales como los sismos [3]. A través de la aplicación de tecnologías avanzadas y técnicas de análisis estructural, este estudio se orienta a ofrecer una evaluación precisa y exhaustiva del comportamiento estructural y del nivel de desempeño de la pila del Puente Ayampe.

Este artículo propone una evaluación estructural integral de la pila del Puente Ayampe, abordando los siguientes objetivos:

1. Determinar los fundamentos teóricos-conceptuales sobre la pila como elemento estructural fundamental para los puentes.
2. Revisar los planos y especificaciones del puente, así como la evaluación de las cargas actuantes y la acción sísmica utilizando el espectro recomendado por la norma NEC-SE-DS 2015 [4], adaptado a un período de retorno de 1000 años, conforme con la normativa AASHTO LRFD 2020 [5].
3. Elaborar el modelo matemático de la estructura del puente Ayampe en el programa CSI Bridge, para reflejar el comportamiento efectivo de la estructura bajo diferentes condiciones de carga y obtener la relación demanda/capacidad de la viga cabezal y columnas.

4. Desarrollar un análisis estático no-lineal de la estructura del pórtico conformado por columnas y viga cabezal con el objetivo de comprobar el desempeño sísmico de la pila del puente Ayampe.
5. Establecer el nivel de desempeño que presenta la pila del puente Ayampe con el fin de verificar el comportamiento estructural ante una amenaza sísmica con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (período de retorno 1000 años).
6. Aportar al avance de los conocimientos en el campo de la ingeniería de puentes, proporcionando información precisa sobre el comportamiento estructural y nivel de desempeño de pilas mediante el análisis estático no lineal "Pushover".

En este sentido, el análisis estático no lineal, comúnmente denominado "Pushover", es una metodología destacada en la evaluación sísmica de estructuras [6]. Este enfoque se caracteriza por la aplicación controlada de incrementos de carga lateral hasta que la estructura alcanza su colapso, lo que permite identificar los puntos críticos y evaluar la capacidad de deformación del sistema estructural [7].

Para asegurar que la evaluación estructural y la verificación del desempeño sísmico se realicen conforme a los más altos estándares, esta investigación se fundamentará en normativas ampliamente reconocidas tanto a nivel internacional como nacional. Entre ellas, se destaca la guía FEMA 440, emitida por la Agencia Federal de Gestión de Emergencias de los EE. UU., que ofrece procedimientos y criterios específicos para el análisis sísmico no lineal. Asimismo, se utilizará la ASCE 41-17 ("Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios Existentes") de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, la cual proporciona directrices detalladas para la evaluación y rehabilitación sísmica, especialmente de edificaciones existentes (aunque se centra en edificaciones, ciertos principios pueden ser aplicados en puentes).

Específicamente en el contexto ecuatoriano, se aplicará la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS), que proporciona directrices específicas para la evaluación y el diseño sísmico de estructuras en Ecuador. Estas normativas son fundamentales para garantizar que los análisis se lleven a cabo conforme a los más altos estándares de la ingeniería estructural.

El objetivo principal de este artículo es evaluar la capacidad estructural del Puente Ayampe y determinar su nivel de desempeño sísmico mediante la aplicación del análisis estático no lineal "Pushover". La elección de este puente se justifica por su importancia operativa y funcional, además de su vulnerabilidad a eventos sísmicos debido a su ubicación geográfica.

La evaluación integral del Puente Ayampe también incluye aspectos críticos relacionados con el diseño a flexo-compresión y corte de la pila, elementos esenciales para garantizar la integridad estructural y la seguridad del puente. En el diseño a flexo-compresión, se consideran múltiples factores, como la resistencia del hormigón y del acero de refuerzo, así como la distribución de las cargas a lo largo del puente. En cuanto al diseño a corte de la pila de hormigón, se abordan consideraciones específicas para prevenir fallos por cortante .

La importancia de llevar a cabo una evaluación exhaustiva radica en garantizar la seguridad, durabilidad y funcionalidad de la infraestructura vial, optimizando los recursos disponibles. En este sentido, es fundamental emplear herramientas avanzadas de análisis estructural que faciliten la

creación de modelos matemáticos precisos para simular el comportamiento del puente bajo diversas condiciones de carga [2].

Una de las herramientas destacadas en este ámbito es CSI Bridge, un software especializado en el análisis y diseño de puentes, que ofrece capacidades avanzadas para la modelización de estructuras complejas [8]. Su interfaz intuitiva y su capacidad para integrar diversos tipos de elementos finitos lo posicionan como una opción ideal para estudios de evaluación estructural, como el que se desarrolla en este artículo.

El Puente Ayampe, localizado en una región con tráfico considerable y condiciones ambientales variables, requiere una evaluación meticulosa de su comportamiento estructural para garantizar su seguridad y funcionalidad a largo plazo. En este sentido, el uso de CSI Bridge se presenta como una herramienta invaluable, ya que permite la creación de modelos detallados del puente y la simulación de su respuesta frente a diferentes escenarios de carga, incluyendo tanto cargas estáticas como dinámicas.

Al utilizar CSI Bridge en el análisis estructural del Puente Ayampe, es posible realizar estudios de sensibilidad que permiten identificar los factores más determinantes en su comportamiento, así como evaluar la efectividad de diferentes estrategias de refuerzo y mantenimiento [9]. Además, la capacidad del software para generar informes detallados y visualizaciones gráficas facilita la comunicación de los resultados a diversas partes interesadas, incluyendo ingenieros, diseñadores, autoridades de transporte y la comunidad en general.

Más allá de su relevancia en la evaluación estructural del Puente Ayampe, este estudio también contribuirá al avance del conocimiento en la ingeniería de puentes, proporcionando información valiosa sobre el comportamiento de pilas de hormigón bajo diversas condiciones de carga. Los resultados obtenidos no solo serán pertinentes para la evaluación y mantenimiento de la pila del Puente, sino que también podrán ser aplicados en otros proyectos de infraestructura que utilicen elementos estructurales similares. De este modo, la investigación extiende su impacto más allá de un caso específico, promoviendo la seguridad y eficiencia en la construcción de puentes a nivel global.

1 Materiales y métodos

1.1 Área de estudio

El Puente Ayampe se encuentra ubicado en la zona costera del Ecuador, específicamente en la provincia de Manabí, cantón Puerto López, sector Guale. Este puente es una importante infraestructura vial que conecta áreas urbanas y rurales claves facilitando el transporte de personas y mercancías a lo largo de la región.

La Figura 1 muestra la ubicación del Puente Ayampe a nivel global y local. Se puede observar su posición geográfica dentro del Ecuador y su relación con otras características geográficas importantes como ríos, montañas y ciudades cercanas.



Figura 1. Ubicación del Puente Ayampe a nivel global (A) y local (B).

1.2 Descripción de la estructura

El puente Ayampe ubicado en el sitio Guale del cantón Puerto López, provincia de Guayas, sobre el río Ayampe (desemboca al río Daule) a 17 Km al sur de Puerto López, consiste en un puente de 2 tramos de 30 m de longitud (ver Figura 2).

La superestructura del puente consta de dos tableros de longitud $L=30.00$ m, sección transversal de 8.50 m, compuesto por 3 vigas de hormigón armado de altura $H=1.60$ m y separación de 3.00 m, losa de hormigón de espesor $t_s=0.20$ m, diafragmas transversales en los apoyos e intermedio con 0.25 m de espesor y altura $H=1.40$ m y $H=1.20$ m respectivamente.

La subestructura está conformada por dos estribos tipo muro de ala, diseñados para proporcionar una base sólida y estable para el puente, apoyados sobre un relleno de altura de 1.80m compuesto por dos capas entre relleno de piedra bola y relleno de piedra escollera ambas con una altura de 0.90m (ver Figura 3) y una pila intermedia detallada en la Figura 4, la cual se encuentra conformada por una viga cabezal de ancho 1.20m y altura 0.80m, tres columnas de diámetro $D=1.00$ m y una zapata con ancho de 5.50m, longitud de 8.00m y altura de 0.90m.

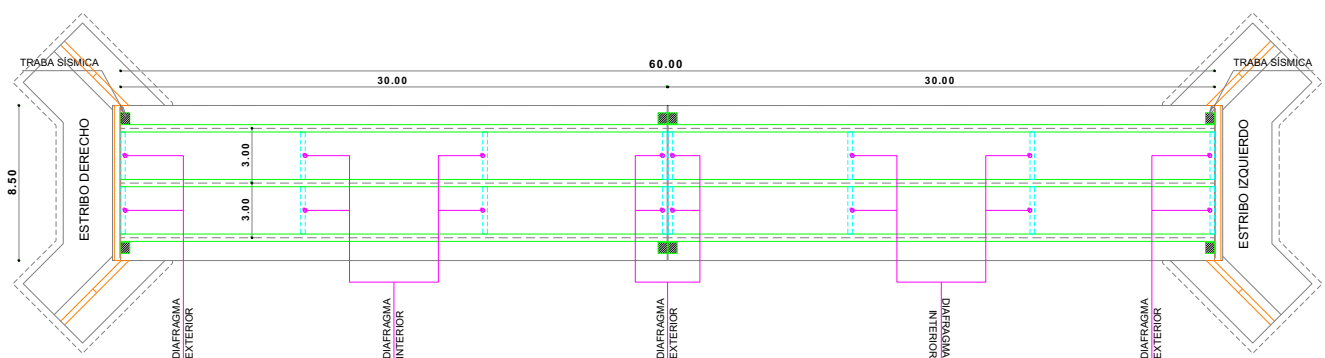


Figura 2. Vista en planta del Puente Ayampe.

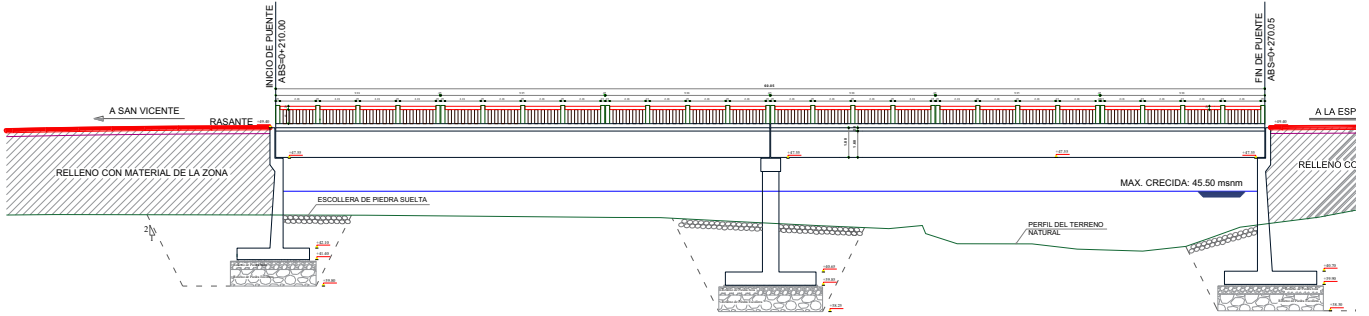


Figura 3. Perfil longitudinal del Puente Ayampe.

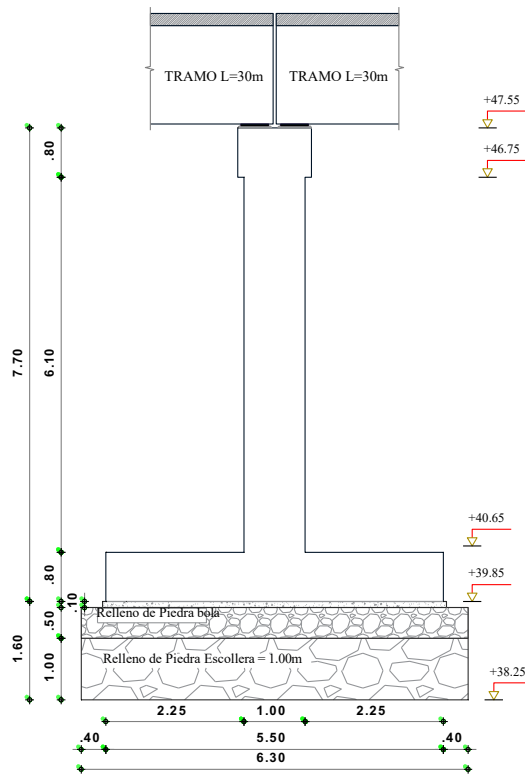


Figura 4. Vista lateral de la pila.

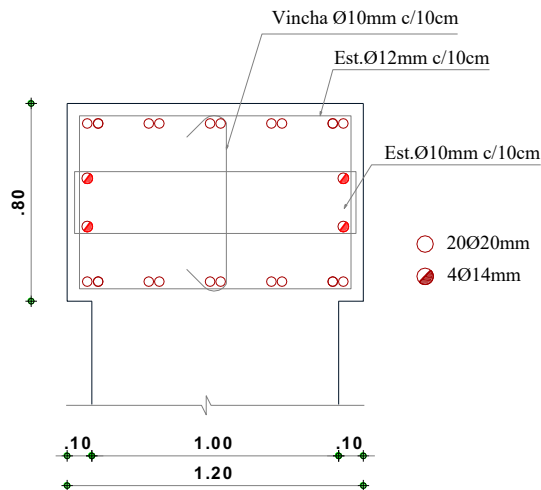


Figura 5. Sección transversal de viga cabezal.

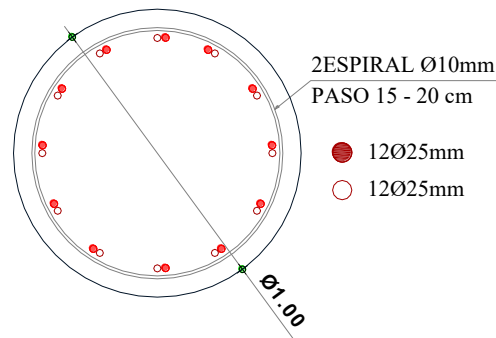


Figura 6. Sección transversal de columna.

1.3 Métodos

En este estudio, se llevó a cabo una serie de procedimientos y análisis para evaluar el comportamiento estructural de la pila del Puente Ayampe. Los métodos utilizados se describen detalladamente a continuación:

2.3.1. Recopilación de Datos: Se recopilaron datos relevantes sobre el diseño y la construcción del Puente Ayampe, incluyendo planos estructurales, especificaciones de materiales (ver Tabla 1) y detalles de la construcción.

Tabla 1. Especificaciones de materiales.

Elemento	Peso Específico	Resistencia
Losa del tablero	2400 kgf/m ³	f'c= 280 kgf/cm ²
Vigas de hormigón	2400 kgf/m ³	f'c= 280 kgf/cm ²
Diafragmas	2400 kgf/m ³	f'c= 280 kgf/cm ²
Estribos	2400 kgf/m ³	f'c= 210 kgf/cm ²
Pila	2400 kgf/m ³	f'c= 210 kgf/cm ²

2.3.2. Evaluación de cargas actuantes: Se realizó una evaluación de las cargas que actúan en la superestructura del puente. En la Tabla 2 se muestran las cargas estáticas o cargas permanentes.

Tabla 2. Cargas Estáticas

Elemento	Espesor (m)	Peso Específico (Ton/ m ³)	Carga Distribuida (Ton/ m ²)	Carga Distribuida (Ton/ m)	Carga Concentrada (Ton)
Losa del tablero	0.200	2.40	0.480	-	-

Aceras	0.250	2.40	0.600	-	-
Barandas	-	-	-	0.166	-
Asfalto	0.05	2.20	0.110	-	-
Instalaciones	-	-	0.100	-	-
Frenado	-	-	-	-	16,34

Las cargas dinámicas que actúan en la superestructura del puente son: carga peatonal y carga viva vehicular. Estas cargas se definen conforme con AASHTO LRFD 2020 [5], donde en su Art. 3.6.1.2 se designa la carga peatonal como se muestra en la Tabla 3 y la carga viva vehicular HL-93, consiste en una combinación de: Camión de diseño o tándem de diseño y carga de carril de diseño de 0,952 Ton/m en un ancho de 3.00m tal como se muestra en las Figuras 7 y 8 respectivamente. Se considera además el factor de presencia múltiple hasta 2 carriles cargados y el incremento por carga dinámica.

Tabla 3. Cargas Dinámicas

Elemento	Carga Distribuida (Ton/ m ²)	Tipo
Carga peatonal	0.366	PL
HL-93	-	LL

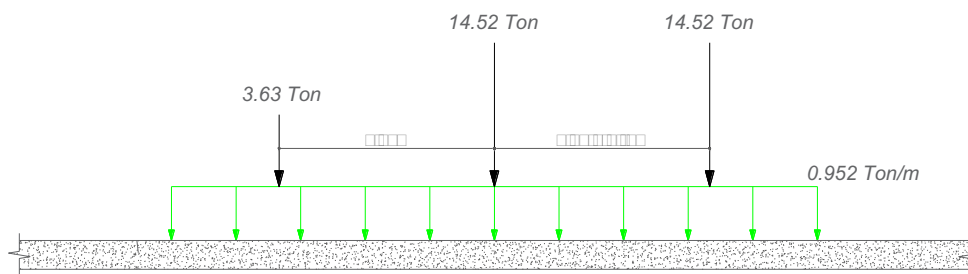


Figura 7. Carga viva vehicular, camión + carga de carril.

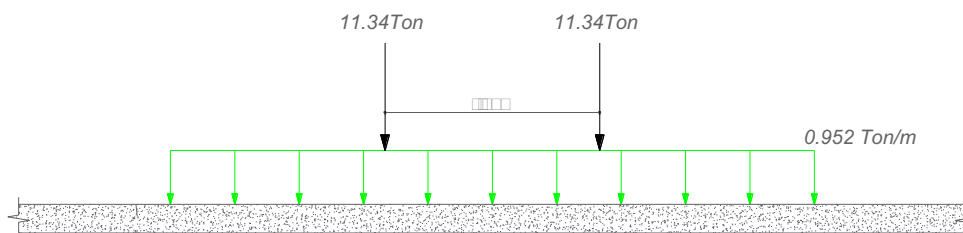


Figura 8. Carga viva vehicular, tándem + carga de carril.

La acción sísmica fue considerada mediante un espectro de diseño de aceleraciones para el sismo de diseño establecido por AASHTO LRFD 2020 [5], con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (período de retorno 1000 años). El espectro de diseño fue establecido bajo los lineamientos que detalla NEC-SE-DS 2015 [4], tomando en cuenta las curvas de peligro sísmico para Portoviejo.

Las máximas solicitaciones son analizadas para las siguientes combinaciones de carga establecidas por AASHTO LRFD 2020:

- Servicio I: $DC + DW + LL + IM + PL + BR$
- Resistencia I: $1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL+IM + PL) + 1.75BR$
- Evento Extremo I: $DC + DW + 0.5(LL+IM+PL) + 0.5BR + EQ$

2.3.3. Modelado en CSI Bridge: Se utilizó el software de análisis estructural CSI Bridge para desarrollar un modelo matemático tridimensional del Puente Ayampe. Este modelo incluyó todas las características estructurales importantes del puente, como la losa del tablero, vigas de hormigón, y la pila intermedia (ver Figura 9).

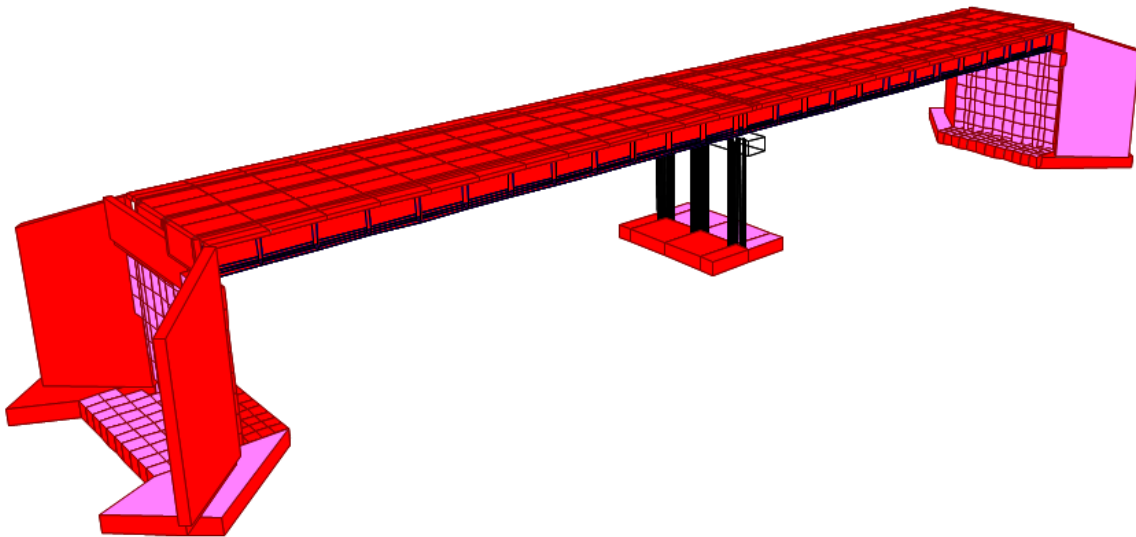


Figura 9. Modelo 3D del puente en CSI Bridge.

2.3.4. Análisis Estáticos y dinámicos lineales: Se realizaron análisis estáticos para evaluar la respuesta del puente bajo cargas estáticas representativas de condiciones de servicio normales y se llevaron a cabo análisis dinámicos para simular la respuesta del puente ante cargas dinámicas, como el paso de vehículos.

2.3.5. Análisis Estático no lineal: Se llevó a cabo un proceso meticuloso en cuanto al desarrollo del análisis estático no lineal, incluyendo, desde la definición de un caso de carga gravitacional no lineal (CGNL) que representa la condición inicial antes de la ocurrencia del sismo, hasta la definición de un caso de carga no lineal denominado "Pushover" que es la continuación del estado inicial de la estructura, este último caso de carga somete a la estructura a cargas incrementales hasta llegar al colapso de la misma y obtener la curva de capacidad.

2.3.6. Evaluación Estructural de Viga Cabezal

2.3.6.1. Longitud Mínima de Soporte

AASHTO LRFD 2020 [5], establece que la longitud mínima de soporte se calcula mediante la ecuación $N_{req}(in) = (8 + 0.02L + 0.08H)(1 + 0.000125S^2)$, donde N_{req} es la longitud mínima de soporte en pulgadas medida desde el centro del apoyo hacia un extremo de la viga cabezal, L es la longitud de cada tramo que soporta la viga cabezal, H es la altura de la columna y S es el sesgo del apoyo medido desde la línea normal al vano ($^{\circ}$).

2.3.6.2. Capacidad a Flexión

Es preciso destacar que para la verificación de la capacidad a flexión de la viga cabezal, se siguió las especificaciones AASHTO LRFD 2020 [5], para comprobar que dicha sección cumpla con los requisitos de refuerzo mínimo longitudinal, detalle del refuerzo a flexión, armadura de piel, separación mínima y máxima.

Para determinar el momento resistente de la sección se empleó la ecuación: $\phi Mn = \phi b_{viga} d^2 f'c \omega (1 - 0.59\omega^2)$, donde $\phi = 0.90$ para secciones de hormigón armado de peso normal y ω es el índice de armado que es directamente proporcional a la cuantía (ρ) y fluencia (Fy) del acero e inversamente proporcional a la Resistencia del hormigón a la compresión ($f'c$).

Es de vital importancia verificar que el refuerzo calculado se encuentre dentro de los límites permisible y AASHTO LRFD 2020 en su capítulo 5, sección 5.6.3.3 [5], indica que el refuerzo proporcionado en cada sección de la viga cabezal debe ser capaz de desarrollar, como mínimo, una Resistencia a flexión igual al menor valor obtenido de las siguientes dos condiciones:

- $1.33Mu$ (máxima sollicitación a momento)
- Mcr (momento de agrietamiento)

Al tratarse de una sección de hormigón armado y contar con acero de refuerzo ASTM A615 grado 60, el momento de agrietamiento se lo calcula como $Mcr = 1.072 fr Snc$, donde fr es el módulo de ruptura especificado en la sección 5.4.2.6 de AASHTO LRFD 2020 [5], calculado como $fr = 2.01\sqrt{f'c} \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ y Snc es el modulo de sección elástico de la fibra extrema de la sección no compuesta a tensión calculado por la ecuación $Snc = \frac{b \cdot h^2}{6}$.

2.3.6.2. Capacidad a Cortante

La capacidad nominal a cortante se debe determinar como el menor valor obtenido de las siguientes dos ecuaciones proporcionadas en la sección 5.7.3.3 de AASHTO LRFD 2020 [5]:

- $Vn = Vc + Vs + Vp$
- $Vn = 0.25 f'c b d + Vp$

La resistencia nominal del hormigón a cortante se calcula como $Vc = 0.0316 \beta \lambda \sqrt{f'c} b d$ (ksi) y la resistencia nominal del acero a cortante es $Vs = \frac{Av Fy dv (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \sin(\alpha)}{S_{est}} \lambda_{duct}$.

Donde:

Vp : Componente de la fuerza de pretensado en la dirección del esfuerzo cortante; positivo si resiste cortante.

dv : Altura de corte efectiva tomada como la distancia medida de forma perpendicular al eje neutro.

β : Factor que indica la capacidad de grietas diagonales hormigón para transmitir tensión y cortante.

λ : Factor de modificación de la densidad del hormigón, $\lambda = 1$ para concreto de peso normal.

Av : Área de refuerzo transversal dentro de una distancia igual a la separación entre estribos.

θ : Ángulo de inclinación de esfuerzos de compresión diagonal.

α : Ángulo de inclinación del refuerzo transversal al eje longitudinal.

S_{est} : Espaciamiento del refuerzo transversal medido en una dirección paralela a la longitudinal reforzamiento.

λ_{duct} : Factor de reducción de la resistencia al corte, $\lambda_{duct} = 1$ para secciones de hormigón armado.

\emptyset_{duct} : Diámetro del conducto de postensado presente en el alma de la viga dentro de la profundidad dv .

Aplicando el procedimiento simplificado que establece AASHTO LRFD 2020 [5], en su sección 5.7.3.4.1 para secciones no pretensadas, se tiene que $\beta = 2$ y $\theta = 45^\circ$, aplicable entre otros casos cuando la sección posee la mínima cantidad de refuerzo transversal indicada en la sección 5.7.2.5, además $\lambda = 1$ y el ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$, la ecuación para obtener la resistencia nominal a cortante de la sección se reduce a: $Vn = 0.0632 \sqrt{f'c} b d + \frac{Av Fy dv}{S_{est}}$.

El refuerzo mínimo transversal se determina mediante la ecuación $Av(in) \geq 0.0316 \lambda \sqrt{f'c} \frac{b_{viga} S_{máx1}}{Fy}$. No obstante, la separación transversal máxima se obtiene haciendo uso de las siguientes condiciones:

- Si $Vu_{cort} < 0.125 f'c$, entonces: $S_{máx2} = 0.80 dv \leq 24 in$
- Si $Vu_{cort} \geq 0.125 f'c$, entonces: $S_{máx2} = 0.40 dv \leq 12 in$

La separación de la armadura transversal no debe superar el mínimo valor obtenido de las dos condiciones detalladas y de la ecuación del refuerzo mínimo transversal.

2.3.7. Evaluación Estructural de Columnas

2.3.7.1. Capacidad a Flexo-Compresión

La función principal del diagrama de interacción es mostrar la capacidad resistente de una columna, integrando la combinación de fuerza axial y momento flector para determinar el comportamiento estructural ante diferentes estados de carga. No obstante, se empleó el diagrama de interacción para evaluar el comportamiento a flexo-compresión de las columnas, verificando la seguridad y la capacidad de carga, de modo que, se determina si la sección propuesta es la adecuada para soportar las cargas aplicadas.

Por otra parte, se debe verificar que la longitud que se extiende el refuerzo longitudinal de la columna hacia la viga cabezal y zapata debe ser mayor o igual al mayor valor obtenido de $1.25 \frac{A_s F_y}{\sqrt{f'_c}}$ o 33 in.

AASHTO LRFD 2020 [5], detalla que para zonas de alta sismicidad el área de refuerzo longitudinal se limita a 1% de la sección gruesa como mínimo y 4% de la sección gruesa de la columna como máximo. Además, especifica que para columnas de sección circular cuyo refuerzo transversal está compuesto por espiral, la separación máxima del refuerzo longitudinal es de 8 in tal como se detalla en la Figura 10.

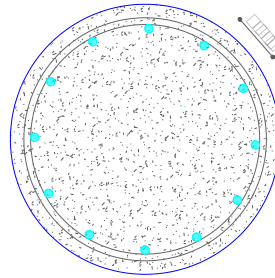


Figura 10. Separación máxima del refuerzo longitudinal.

2.3.7.2. Capacidad a Cortante

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 [5], para columnas de hormigón armado con sección circular, el cortante resistente se lo puede calcular como se detalla en las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_c = 0.0632 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$D_r = D_{col} - 2 \left(rec + \phi_{esp} + \frac{\phi_{long}}{2} \right)$$

$$d_e = \frac{D_{col}}{2} + \frac{D_r}{\pi}$$

$$d_v = 0.90 d_e$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \left(\frac{A_{s_{esp}} F_y D_r}{S} \right)$$

En la Figura 11 se detalla una representación gráfica de los términos usados para obtener el cortante resistente para columnas de hormigón armado con sección circular.

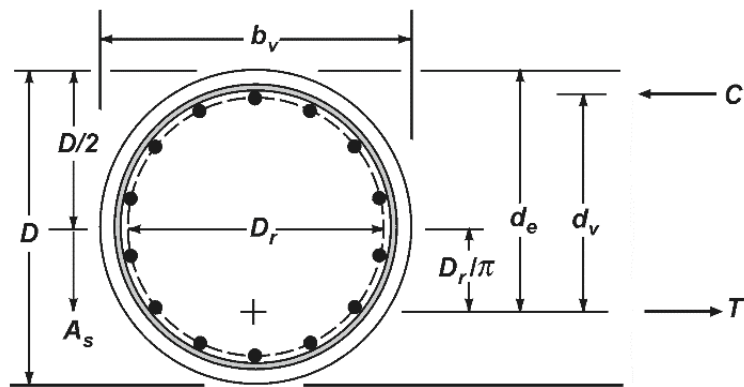


Figura 11. Representación gráfica de los términos usados.

Fuente. AASHTO LRFD 2020 [5].

La longitud de confinamiento de la zona de formación de rótulas plásticas no debe ser menor que el mayor valor obtenido de los siguientes:

- D_{col}
- $H_{col}/6$
- 18 in

Por otra parte, se debe tener en cuenta que la separación para el refuerzo a cortante, dentro de la zona de formación de rótulas plásticas, medida de centro a centro no debe exceder el menor valor de las siguientes condiciones: $D_{col}/4$ o 4 in . De la misma forma, la cuantía volumétrica del acero de refuerzo transversal debe satisfacer la siguiente ecuación: $\rho \geq 0.12 \frac{f'_c}{F_y}$.

Fuera de la zona de formación de rótulas plásticas, se debe proveer de refuerzo mínimo a corte y el área de refuerzo transversal en la sección de la columna debe cumplir con la inecuación $A_v(\text{in}^2) \geq 0.0316 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{D_{col} S}{F_y}$. Además, la longitud de traslape del acero que conforma la espiral será $48 \phi_{esp}$.

Asimismo, se debe verificar que la longitud que se extiende el refuerzo longitudinal de la columna hacia la viga cabezal y zapata debe ser mayor o igual al mayor valor obtenido de $1.25 \frac{A_s F_y}{\sqrt{f'_c}}$ o 33 in .

2.3.8. Evaluación Estructural de Zapata

2.3.8.1. Control de Excentricidades

AASHTO LRFD 2020 [5], detalla que se debe evaluar un correcto diseño de la zapata para los estados límite de Evento Extremo y Resistencia, por tanto, para esta verificación se calcula las excentricidades para las máximas solicitaciones provenientes de las combinaciones indicadas.

2.3.8.2. Esfuerzo de contacto

El esfuerzo de contacto es el resultado de la distribución de las cargas provenientes de la superestructura del puente y su transferencia a la zapata. La evaluación de la zapata debe considerar no sólo las cargas que soportará la estructura, sino que también las características del suelo sobre el que se construirá el cimiento. El cálculo del esfuerzo de contacto se determina por medio de la

ecuación $\sigma = \frac{R}{AB} \left(1 \pm \frac{e_x}{B} \pm \frac{e_y}{A} \right)$, donde A es la mayor dimensión de la zapata y B la menor dimension.

2.3.8.3. Altura Mínima

Es necesario tener en consideración que la zapata estará sometida a diferentes esfuerzos y que sus dimensiones deben ser tal que se cumpla con cada uno de ellos, por lo tanto, se debe verificar que la altura mínima cumpla; la revisión del corte por punzonamiento calculado como $V_n \leq 1.06\sqrt{f'c} b_o d \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$, donde b_o es el perímetro de la sección crítica para el cortante, y la revisión del corte por flexión calculado como $V_c = 0.53\sqrt{f'c} B d \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$.

2.3.8.4. Acero por Contracción y Temperatura

Es crucial identificar que el acero por contracción y temperatura no soporta solicitaciones estructurales, su objetivo principal es evitar el agrietamiento y la deformación del hormigón debido a la contracción y cambios drásticos de temperatura. Dicho acero se determinó por medio de la ecuación $A_{s_{temp}} = \frac{0.18 A H cm}{2(A+H) m}$ y no debe exceder el 25% del acero de refuerzo principal en cada cara del elemento estructural.

2.3.9. Evaluación del Desempeño Sísmico

El análisis estático no lineal se desarrolló mediante el software de análisis de elementos finitos SAP2000 siguiendo la metodología FEMA 440 [10]. Por otra parte, los niveles de desempeño se obtuvieron conforme al Comité Vision 2000 (1995). En la Figura 12 se muestra el modelo tridimensional de la pila del puente Ayampe.

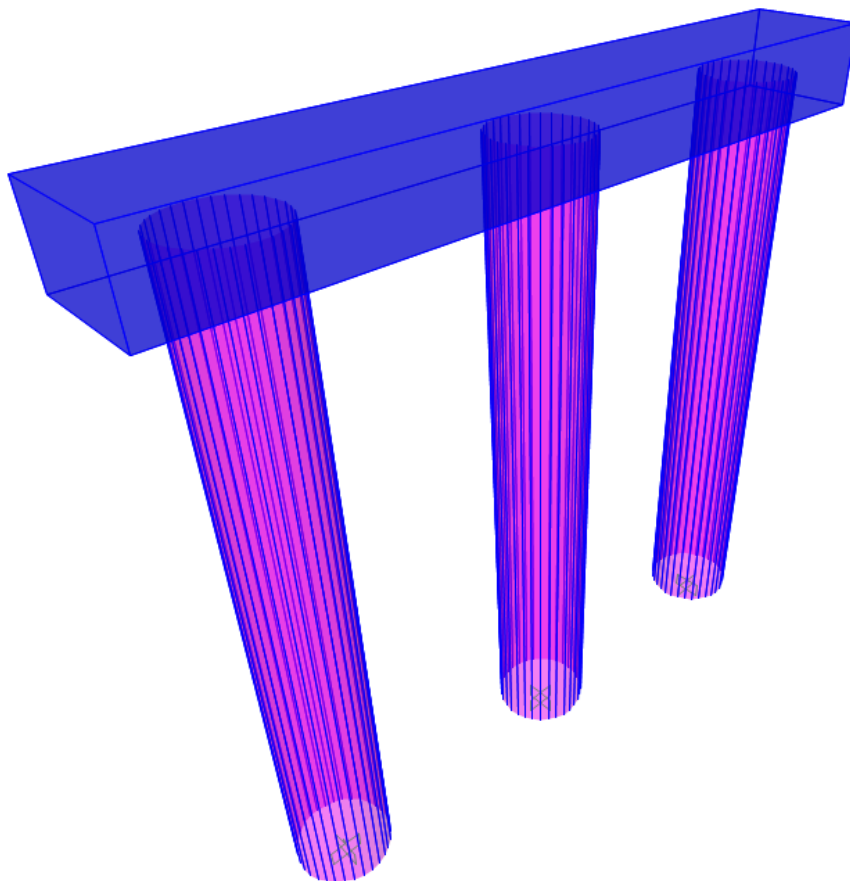


Figura 12. Modelo tridimensional de la pila del Puente Ayampe.

2 Resultados

2.1 Verificación de la Capacidad a Flexión de Viga cabezal

AASHTO LRFD 2020 [5], especifica que los elementos viga cabezal y zapata deben ser evaluados para la combinación de Evento Extremo I con un factor de reducción $R=1$, esto para asegurar que el elemento sea robusto y su comportamiento se encuentre dentro del rango lineal. Además, el análisis se lo efectuó también para un $R=6$ debido a que dentro de la recolección de datos se pudo apreciar que el diseño de los elementos que conforma la pila en materia de estudio fue realizado con el factor de reducción de respuesta sísmica antes mencionado. Los resultados de la verificación de la capacidad a flexión del elemento viga cabezal se muestran en la Tabla 4 y 5.

Tabla 4. Resultados de la Verificación de la Capacidad a Flexión del elemento Viga Cabezal por cargas verticales.

Estado Límite	Ubicación	M_u (Ton – m)	As	ϕM_n (Ton – m)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$
Servicio I	Inferior	44.65	10 ϕ 20mm	82.79	0.54
	Superior	66.73			0.81
Resistencia I	Inferior	64.16			0.77
	Superior	90.70			1.10

Se puede observar que en la Tabla 4 el momento resistente es el mismo para la fibra superior e inferior del elemento viga cabezal, esto se debe a que el acero colocado en dichas secciones posee las mismas características en cuanto a diámetro y número de varillas de refuerzo. Por otra parte, la sección analizada cuenta con la eficiencia adecuada para satisfacer las máximas solicitaciones provenientes de la combinación de servicio, sin embargo, esto no sucede para las máximas solicitaciones generadas a partir de la combinación de Resistencia I por momento negativo.

Tabla 5. Resultados de la Verificación de la Capacidad a Flexión del elemento Viga Cabezal ($R=1$, $R=6$).

Estado Límite	Ubicación	M_u (Ton – m)	As	ϕM_n (Ton – m)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$
Evento Extremo I $R=1$	Inferior	323.68	10 ϕ 20mm	82.79	3.91
	Superior	395.14			4.77
Evento Extremo I $R=6$	Inferior	98.72			1.19
	Superior	120.23			1.45

En cuanto al análisis del elemento viga cabezal para un $R=1$ y $R=6$, se observa en la Tabla 5 una disminución considerable de las máximas solicitaciones de la combinación Evento Extremo I, sin embargo, la sección de la viga cabezal no posee la resistencia a flexión suficiente para satisfacer dichas demandas.

2.2 Verificación de la Capacidad a Cortante de Viga cabezal

De forma paralela se evaluó la capacidad a cortante del elemento viga cabezal, tomando el cortante en la cara de las columnas obtenido mediante el análisis estructural desarrollado en el software CSI Bridge. Los resultados de la verificación de la capacidad a cortante en la Tabla 6.

Tabla 6. Resultados de la Verificación de la Capacidad a Cortante del elemento Viga Cabezal.

Estado Límite	V_u (Ton)	Armado	ϕV_n (Ton)	$\frac{V_u}{\phi V_n}$
Resistencia I	347.69	4 ramales $\phi 12mm @ 100mm$	177.05	1.96

Se observa que en la Tabla 6 el cortante resistente es insuficiente para satisfacer la máxima sollicitación a cortante proveniente de la combinación Resistencia I, obteniendo una relación demanda vs capacidad de 1.96.

2.3 Verificación de la Capacidad a Flexo-Compresión de Columnas

La pila en materia de estudio es un pórtico con columnas múltiples y se clasifica como “otros” conforme con AASHTO LRFD 2020, sección 3.10.7 [5]. La verificación de la capacidad a flexo-compresión del elemento columna se realizó por medio del diagrama de interacción considerando las combinaciones de Resistencia I y Evento Extremo I para un R=5 y R=6. Las Figuras 13 y 14 muestran los resultados de la verificación a flexo-compresión.

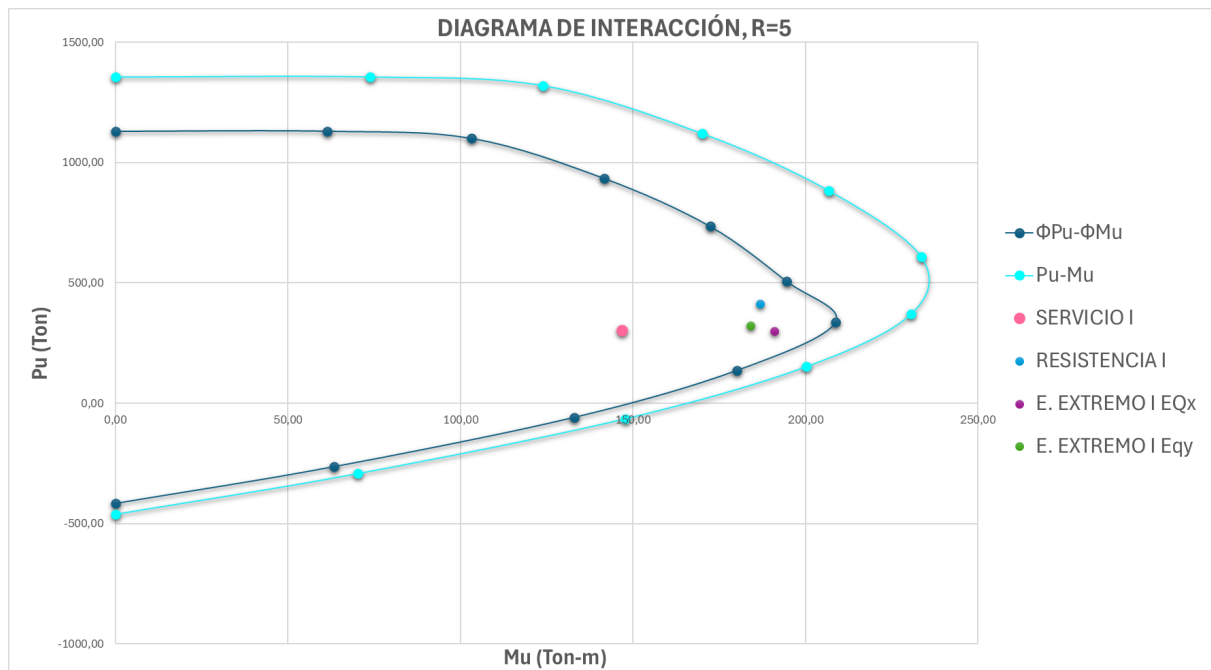


Figura 13. Diagrama de Interacción D=1.00m, R=5.

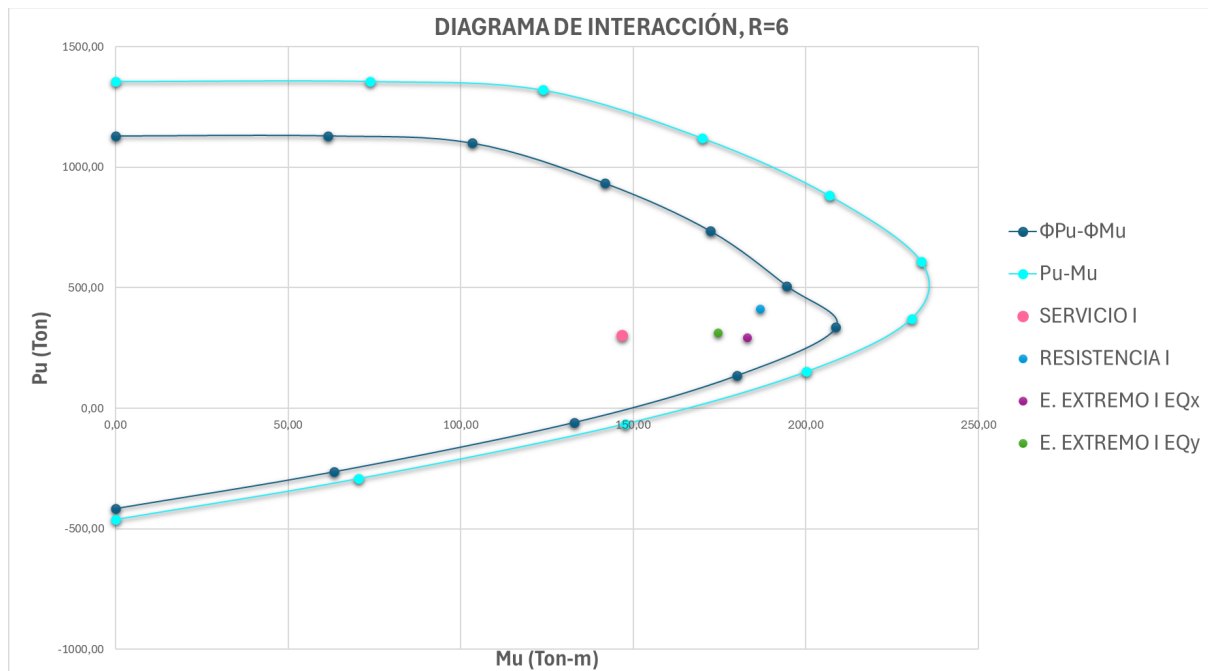


Figura 14. Diagrama de Interacción D=1.00m, R=6.

De las Figuras 13 y 14 se puede observar que las máximas solicitaciones para las combinaciones consideradas en la evaluación se encuentran dentro del diagrama de interacción. No obstante, es preciso acotar que dichas demandas se encuentran cerca del límite y, en específico a las referidas por Resistencia I, por encima del punto de balance. El comportamiento estructural de la columna se lo analizará más adelante mediante el análisis estático no lineal "Pushover" y de esta forma precisar el nivel de desempeño de la pila.

2.4 Verificación de la Capacidad a Cortante de Columnas

Se realizó la verificación de la capacidad a cortante de las columnas que conforman la pila del Puente Ayampe, la máxima solicitación a cortante se obtuvo utilizando R=1 conforme con AASHTO LRFD 2020 sección 3.10.9.4.2 [5], de forma que se garantice el confinamiento en la incursión del elemento en el rango inelástico. En la Tabla 7 se muestran los resultados de la verificación a cortante del elemento columna.

Tabla 7. Resultados de la Verificación de la Capacidad a Cortante del elemento Columna, R=1.

Estado Límite	V_u (Ton)	Armado	ϕV_c (Ton)	ϕV_s (Ton)	ϕV_n (Ton)	$\frac{V_u}{\phi V_n}$
Evento Extremo I R=1	131.88	2 espiral $\phi 10mm @ 150mm$	48.48	43.61	92.09	1.43

Se observa que en la Tabla 7 el cortante resistente es insuficiente para satisfacer la máxima solicitación a cortante proveniente de la combinación Evento Extremo I, obteniendo una relación demanda vs capacidad de 1.43.

2.5 Verificación de la Capacidad a Flexión de Zapata

Los resultados de la verificación de la capacidad a flexión del elemento zapata se muestran en la Tabla 8 y 9.

Tabla 8. Resultados de la Verificación de la Capacidad a Flexión del elemento Zapata por cargas verticales.

Estado Límite	Ubicación	M_u (Ton – m)	As	ϕM_n (Ton – m)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$
Servicio I	Inferior	149.39	53Ø18mm	357.46	0.42
	Superior	93.37			0.26
Resistencia I	Inferior	200.62			0.56
	Superior	125.39			0.35

Se puede observar que en la Tabla 8 el momento resistente es el mismo para la fibra superior e inferior del elemento zapata, esto se debe a que el acero colocado en dichas secciones posee las mismas características en cuanto a diámetro y número de varillas de refuerzo. Por otra parte, la sección analizada cuenta con la eficiencia adecuada para satisfacer las máximas solicitaciones provenientes de la combinación de Servicio I y Resistencia I.

Tabla 9. Resultados de la Verificación de la Capacidad a Flexión del elemento Zapata (R=1, R=6).

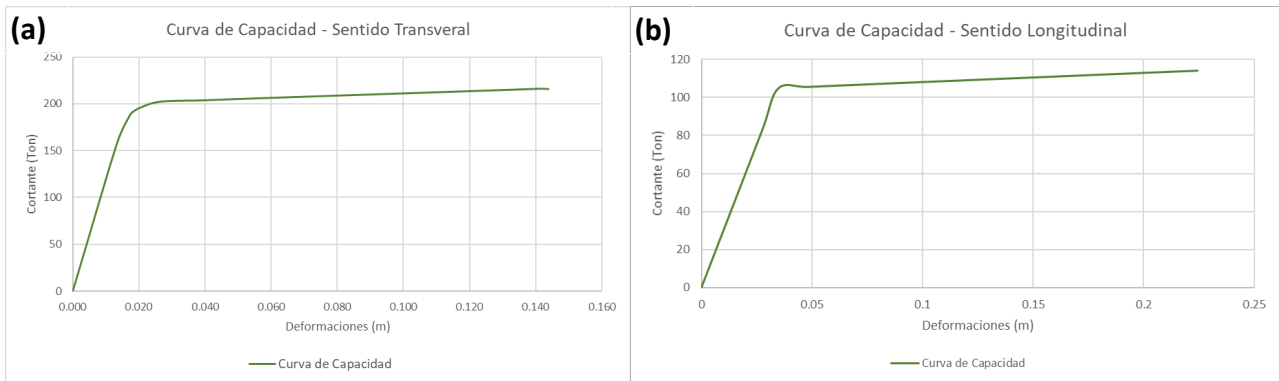
Estado Límite	Ubicación	M_u (Ton – m)	As	ϕM_n (Ton – m)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$
Evento Extremo I R=1	Inferior	337.50	53Ø18mm	357.46	0.94
	Superior	210.94			0.59
Evento Extremo I R=6	Inferior	161.58			0.45
	Superior	100.99			0.28

En cuanto al análisis del elemento viga cabezal para un R=1 y R=6, se observa en la Tabla 9 una disminución considerable de las máximas solicitaciones de la combinación Evento Extremo I con R=6. Por otra parte, la sección de la viga cabezal posee la resistencia a flexión suficiente para satisfacer dichas demandas.

2.6 Verificación del Nivel de Desempeño

La verificación del desempeño sísmico de la pila del puente Ayampe corrobora la evaluación de los elementos que la conforman, dando como resultado una ductilidad limitada y posibles fallas en la viga cabezal, siendo este elemento en conjunto con la zapata los que deben permanecer en el rango elástico durante la ocurrencia del sismo de diseño y el único elemento que debe disipar energía es la columna en los puntos considerados como zonas de posible aparición de rótulas plásticas.

En la Figura 15 se ilustra la curva de capacidad de la pila en el sentido transversal y longitudinal del puente, dicha curva representa la deformación generada por una fuerza horizontal (cortante)



incremental.

Figura 15. Curva de capacidad en el sentido transversal (a) y longitudinal (b).

Por otra parte, en la Figura 16 se detalla el punto de desempeño en el sentido transversal y longitudinal del puente para un nivel de amenaza sísmica de 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (período de retorno de 1000 años).

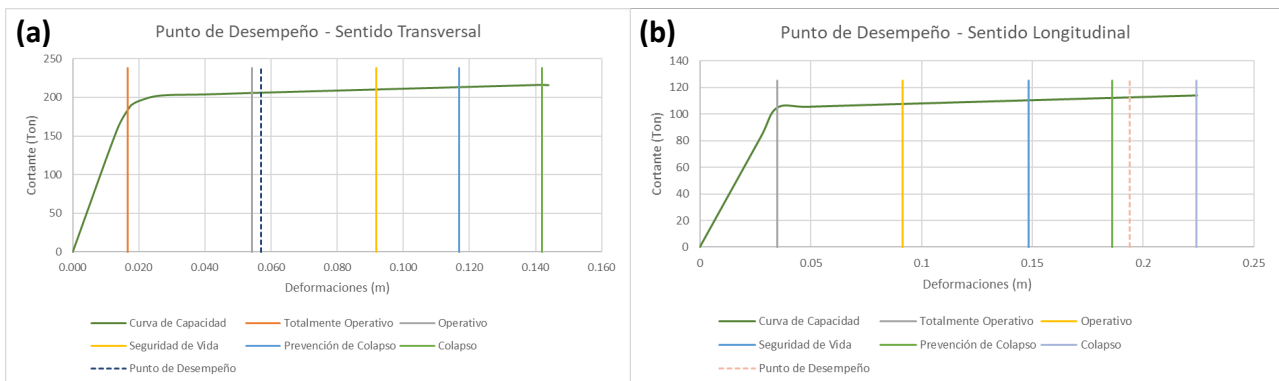


Figura 16. Punto de desempeño en el sentido transversal (a) y longitudinal (b).

Se puede apreciar que, el punto de desempeño en el sentido transversal se produce con un cortante de 206.16 Ton. generando un desplazamiento de 5.70 cm, ubicándose en el rango de denominado como “Seguridad de Vida”. De la misma forma, el punto de desempeño en sentido longitudinal del puente ocasiona un cortante de 112.50 Ton. provocando un desplazamiento de 19.40 cm, situándose dentro del rango denominado como “Prevención de Colapso”.

De forma paralela se verificó el comportamiento estructural de la pila para los niveles de amenaza sísmica establecidos por NEC-SE-DS 2015; Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro con períodos de retorno de 43 años, 72 años, 475 años y 2500 años respectivamente [4]. Dicha evaluación se realizó con el objeto de comprobar si los niveles de amenaza sísmica leve (Frecuente) y moderado (Ocasional) son resistidos por la pila en el rango elástico que, en otras palabras, AASHTO LRFD 2020 especifica que los sismos leves a moderados deben ser resistidos en el rango lineal [5].

Los resultados del análisis del comportamiento estructural de la pila antes los diferentes niveles de amenaza sísmica mencionados en el párrafo anterior se detallan en la Figura 17 y 18.

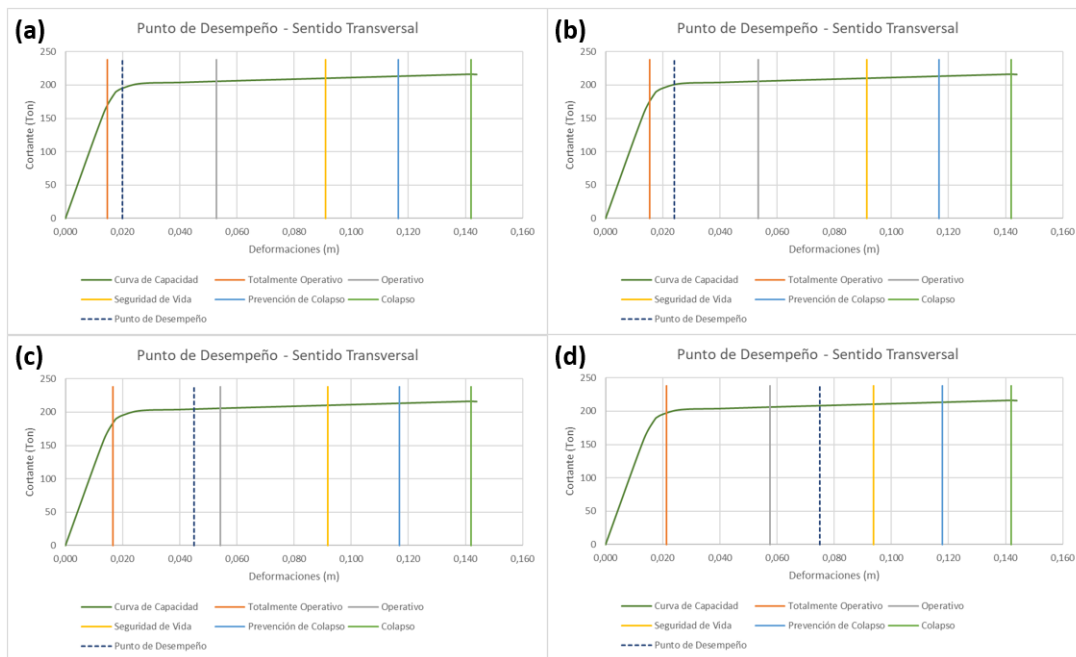


Figura 17. Punto de desempeño en el sentido transversal para un nivel de amenaza sísmica Frecuente (a), Ocasional (b), Raro (c) y Muy Raro (d).

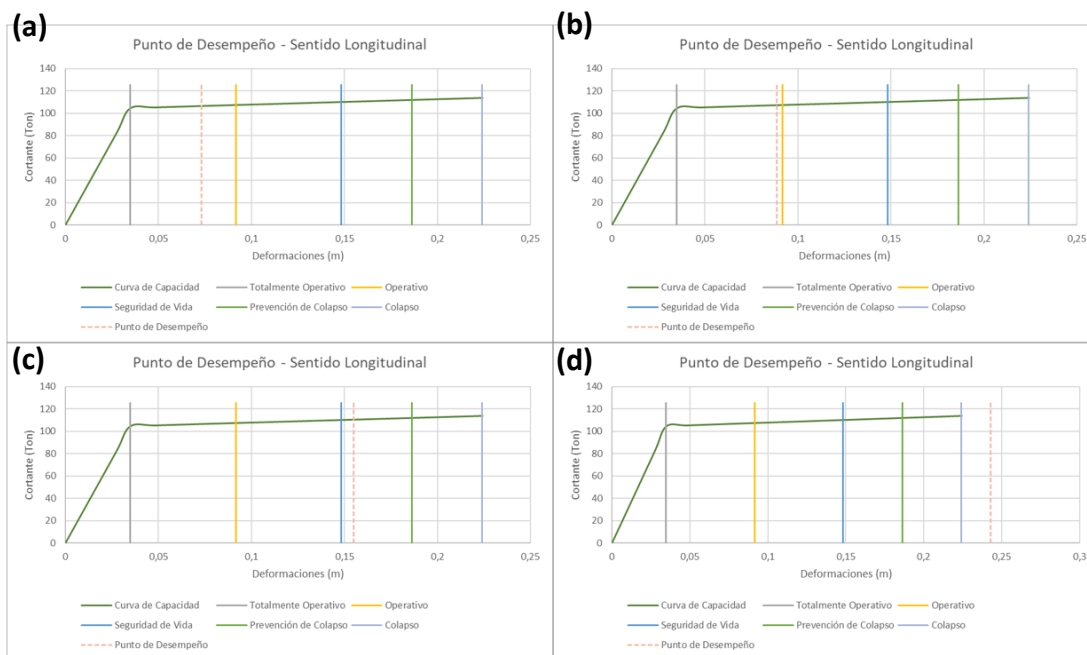


Figura 18. Punto de desempeño en el sentido longitudinal para un nivel de amenaza sísmica Frecuente (a), Ocasional (b), Raro (c) y Muy Raro (d).

3 Discusión

En el análisis de la pila del Puente Ayampe, se ha empleado un enfoque integral para evaluar su comportamiento estructural bajo diferentes condiciones de carga. La investigación ha utilizado herramientas avanzadas como el software CSI Bridge y metodologías reconocidas para el análisis estático no lineal "Pushover", permitiendo una evaluación detallada de la capacidad y desempeño sísmico del puente.

El modelo tridimensional desarrollado en CSI Bridge refleja con precisión las características estructurales del puente, incluyendo la losa del tablero, las vigas de hormigón y la pila intermedia.

Los análisis estáticos y dinámicos realizados han demostrado que el puente presenta ciertas limitaciones, en cuanto a la capacidad de los elementos que conforman la pila, para soportar las cargas estáticas y dinámicas representativas de condiciones normales. Sin embargo, el análisis estático no lineal ha sido crucial para entender el comportamiento del puente bajo cargas sísmicas incrementales.

La evaluación de la capacidad a flexión y cortante de la viga cabezal demostró que, cuenta con un comportamiento adecuado ante las combinaciones de Servicio I y Resistencia I. Sin embargo, el elemento no satisface las máximas solicitaciones por la combinación de Evento Extremo I para $R=1$ y $R=6$, dando como resultado valores de Demanda vs Capacidad de 4.77 y 1.45 respectivamente. De forma similar, se evidenció que el cortante resistente es insuficiente para satisfacer la máxima solicitación a cortante proveniente de la combinación Resistencia I, obteniendo una relación demanda vs capacidad de 1.96, por lo tanto, la evaluación del elemento viga cabezal indica que la sección no cumple con los requisitos mínimos establecidos por AASHTO LRFD 2020.

De forma similar, la evaluación a flexo-compresión por medio del diagrama de interacción demostró que las máximas solicitaciones provenientes de las combinaciones consideradas se ubican próximas a la curva de diseño, comprobando por medio del análisis estático no lineal "Pushover" que las columnas no cuentan con un comportamiento adecuado para los niveles de amenaza sísmica analizados. En cuanto al análisis a cortante, el cortante resistente es insuficiente para satisfacer la máxima solicitación proveniente de la combinación Evento Extremo I, obteniendo una relación demanda vs capacidad de 1.43, consecuentemente, el elemento columna no cumple con los requisitos mínimos establecidos por AASHTO LRFD 2020.

El análisis "Pushover" ha permitido identificar los puntos críticos de la estructura y la capacidad de deformación de la pila bajo cargas sísmicas. Los resultados indican que la pila del Puente Ayampe presenta una ductilidad limitada bajo las condiciones sísmicas especificadas, con un nivel de desempeño que se ubica dentro del rango "Seguridad de Vida" en el sentido transversal, siendo adecuado el nivel desempeño presentado. No obstante, cuenta con un nivel de desempeño inadecuado en el sentido longitudinal localizándose dentro del rango "Prevención de Colapso". Esto se contrasta con lo especificado por AASHTO LRFD 2020 que indica que las estructuras con categoría operacional clasificado como "Otros", el nivel de desempeño debe ubicarse en el rango de seguridad de vida para el sismo de diseño (período de retorno de 1000 años).

El estudio ha resaltado la importancia de una evaluación exhaustiva de las columnas y viga cabezal, teniendo en cuenta la distribución de cargas y los esfuerzos de contacto. Los resultados obtenidos para la zapata indican que se cumplen los requisitos para la verificación a flexión, aunque se recomienda una revisión periódica para asegurar su efectividad a largo plazo.

4 Conclusión

La evaluación realizada confirma que la pila del Puente Ayampe es adecuada para resistir las cargas estáticas y dinámicas bajo condiciones normales de servicio, e inadecuada ante la ocurrencia del sismo de diseño. El análisis realizado ante diferentes niveles de amenaza sísmica indica que, la estructura no cumple con los requisitos de desempeño sísmico establecidos por la normativa NEC-SE-DS 2015 y AASHTO LRFD 2020, demostrando una capacidad inaceptable para niveles de amenaza sísmica severos.

La capacidad a flexión y cortante de la viga cabezal y las columnas no cumple con los estándares de diseño, lo que asegura que las secciones estructurales no han sido bien dimensionadas para soportar las solicitaciones previstas. Se debe contemplar detalles de refuerzo y medidas de seguridad para contribuir a la estabilidad general del puente.

La capacidad a flexión del elemento zapata cumple con los estándares de diseño, lo que asegura que las secciones estructurales han sido bien dimensionadas para soportar las solicitaciones previstas a flexión.

Debido a que la evaluación estructural no es favorable para los elementos viga cabezal y columnas, se recomienda considerar la verificación de la resistencia a compresión exacta del hormigón empleado y la evaluación del desempeño sísmico mediante el Análisis Dinámico no Lineal Time–History para comparar los resultados obtenidos en este artículo mediante el Análisis Estático no Lineal Pushover. Asimismo, considerar estrategias adicionales de refuerzo y mantenimiento para mejorar la capacidad sísmica del puente. Especialmente en zonas de alta sismicidad, es crucial revisar los refuerzos y realizar un monitoreo continuo del comportamiento estructural.

Este estudio no solo proporciona una evaluación detallada del Puente Ayampe, sino que también contribuye al avance del conocimiento en la ingeniería de puentes. Los hallazgos pueden aplicarse a otros proyectos de infraestructura similares, mejorando la seguridad y eficiencia en el diseño y mantenimiento de puentes a nivel global.

Contribución de autores: Todos los autores han contribuido sustancialmente al trabajo.

Financiamiento: Los autores financiaron a integridad el estudio.

Conflictos de interés: Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Referencias

1. Avilés, L.A. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS PILAS DE UN PUENTE CON CONTINUÚO UTILIZANDO EL ANÁLISIS MODAL Y VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EL MÉTODO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO “PUSHOVER,” 2023.
2. Loor Párraga, B.M.; Lindao Tomalá, P.J. Evaluación Estructural Del Tablero Del Puente Los Lojas Compuesto Por Vigas de Hormigón Pretensado. *Green World Journal* **2024**, *7*, 143–142, doi:10.53313/gwj72143.
3. Espinoza, L.A.; Ortega, A.X. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA PILA DE UN PUENTE DE TRES TRAMOS CONTINUOS CONFORMADA EL SISTEMA PILOTE-COLUMNA-VIGA CABEZAL, INCORPORANDO LA INTERACCIÓN SUELO-PILOTE- ESTRUCTURA Y VERIFICANDO EL DESEMPEÑO SÍSMICO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), UBICADO EN LA VÍA DURÁN – JUJAN, 2022.
4. NEC-SE-DS *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*, 2015;
5. American Association of State Highway and Transportation Officials. *LRFD Bridge Design Specifications*; 2020; ISBN 9781560517382.
6. Velásquez, S. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE UN PUSH OVER Y PROPUESTA DE INTERVENCIÓN (CASO DE ESTUDIO: TORRE TRECCA), UNIVERSIDAD RICARDO PALMA: Lima, 2020.
7. Chancha Calderón, J.C. “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE NO LINEALES EN PUENTES DE CONCRETO REFORZADO,” 2018.
8. Jiménez, R.; Carreño, J. ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA PILA TIPO PÓRTICO TRANSVERSAL CON PILOTES HINCADOS MEDIANTE CSI BRIDGE PARA EL PUENTE BYPASS 3, PROVINCIA DEL GUAYAS, UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL: Guayaquil, 2023.

9. Mañueco, I. Evaluación de 4 Puentes Vehiculares Tipo Viga Sobre El Rio Rimac Utilizando El Manual de Inspección Del MTC y Software Csibridge, Lima, 2018., 2018.
10. Fema *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA Nehr*p; 2005.



© 2024 by the authors. Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>