

DOI: <https://doi.org/10.46296/ig.v7i14.0216>

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL COMPORTAMIENTO DE VIGAS POSTENSADAS DEL TABLERO DEL PUENTE CANUTO EN MANABÍ, ECUADOR

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF POST-TENSIONED BEAMS IN THE DECK OF THE CANUTO BRIDGE IN MANABÍ, ECUADOR

Junquí-Vélez Carlos José ¹; Lindao-Tomalá Pablo Julio ²

¹ Egresado de la Maestría en Ingeniería Civil, Mención en Estructuras, Facultad de Posgrado,
Universidad Técnica de Manabí. Portoviejo. Ecuador. Correo: cjunqui0231@utm.edu.ec.

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-5519-308X>

² Facultad de Posgrado, Universidad Técnica de Manabí. Portoviejo. Ecuador.
Correo: pablo.lindao@utm.edu.ec. ORCID ID: <https://orcid.org/0009-0002-1144-5518>

Resumen

El presente estudio analiza el comportamiento estructural de las vigas postensadas del Puente Canuto en Manabí, Ecuador, mediante la verificación de pérdidas de postensado, esfuerzos en etapas de transferencia y servicio, capacidad a flexión y cortante, y deflexiones máximas bajo cargas vivas y de servicio. Se identificaron pérdidas de postensado del 19.02%, dentro de los valores esperados. Los esfuerzos en la etapa de transferencia estuvieron dentro de los límites permisibles, aunque en la etapa de servicio se observaron tensiones excesivas en la fibra inferior, superando el límite de ruptura del concreto. El diseño a flexión mostró una ligera deficiencia en las vigas exteriores, con una relación demanda/capacidad de 1.02. En cuanto al cortante, la estructura mostró una alta capacidad de resistencia, con una relación demanda/capacidad de 0.43. Aunque la deflexión máxima bajo carga vehicular fue aceptable, el control de deflexiones bajo cargas de servicio reveló la necesidad de implementar un camber para mitigar las deflexiones excesivas. La utilización del software CSI Bridge permitió validar el modelo matemático del puente, demostrando su eficacia en la evaluación de estructuras complejas. Estos hallazgos contribuyen al diseño seguro y eficiente de infraestructuras postensadas.

Palabras clave: Puentes, análisis estructural, hormigón postensado, pérdidas de postensado, CSI Bridge, capacidad a flexión, capacidad a cortante, deflexiones.

Abstract

This study analyzes the structural behavior of the post-tensioned beams of the Canuto Bridge in Manabí, Ecuador, by verifying post-tension losses, stresses during transfer and service stages, flexural and shear capacity, and maximum deflections under live and service loads. A post-tension loss of 19.02% was identified, within expected values. Stresses in the transfer stage were within permissible limits, but excessive tension was observed in the lower fiber during the service stage, exceeding the concrete's rupture limit. The flexural design showed a slight deficiency in the outer beams, with a demand/capacity ratio of 1.02. Regarding shear, the structure exhibited high resistance capacity, with a demand/capacity ratio of 0.43. Although the maximum deflection under vehicular load was acceptable, service load deflection control revealed the need for a camber to mitigate excessive deflections. The use of CSI Bridge software allowed for the validation of the bridge's mathematical model, demonstrating its effectiveness in evaluating complex structures. These findings contribute to the safe and efficient design of post-tensioned infrastructure.

Keywords: structural analysis, post-tensioned concrete, post-tension losses, CSI Bridge, flexural capacity, shear capacity, deflections.

Información del manuscrito:

Fecha de recepción: 15 de abril de 2024.

Fecha de aceptación: 25 de junio de 2024.

Fecha de publicación: 10 de julio de 2024.



1. Introducción

El puente Canuto, ubicado en la provincia de Manabí, Ecuador, es una infraestructura esencial para el transporte y el desarrollo económico regional. El tablero del puente está compuesto por vigas postensadas, un tipo de estructura que permite mejorar la capacidad de carga y la durabilidad. El análisis estructural de estas vigas es fundamental para garantizar la seguridad y eficiencia de la estructura dado que, la evaluación estructural de puentes es un proceso esencial en la Ingeniería Civil, implicando un análisis detallado de la capacidad de las estructuras para soportar las cargas durante su vida útil [1].

El presente estudio tiene como objetivo proporcionar una evaluación exhaustiva del comportamiento estructural de las vigas postensadas del tablero del Puente Canuto. Los objetivos específicos incluyen:

- Estimar las pérdidas de postensado tanto en etapa de transferencia (pérdidas inmediatas) como en etapa de servicio (pérdidas diferidas) de modo que se logre conocer la magnitud de la fuerza de

postensado en cada etapa de carga.

- Determinar los esfuerzos máximos en las vigas postensadas en las etapas de transferencia y servicio, comparándolos con los esfuerzos permisibles según la normativa AASHTO LRFD 2020.
- Evaluar el comportamiento estructural de las vigas utilizando el software CSi Bridge para desarrollar un modelo matemático preciso y simular diferentes condiciones de carga.
- Analizar el diseño a flexión y corte de las vigas postensadas, verificando la cantidad óptima de postensado y la distribución adecuada de los tendones, así como la disposición de los refuerzos transversales y longitudinales.
- Comprobar la deflexión máxima de las vigas postensadas bajo carga viva vehicular y compararla con la deflexión máxima permitida según la norma AASHTO LRFD 2020.
- Verificar la deflexión máxima de las vigas postensadas bajo cargas en etapa de transferencia y servicio, comparándola con la

deflexión máxima permitida según la norma ACI 318-19.

- Contribuir al conocimiento en la ingeniería de puentes, proporcionando información valiosa sobre el comportamiento de vigas de hormigón postensado aplicable a otros proyectos de infraestructura.

La magnitud de la fuerza de presfuerzo en un elemento de concreto postensado no se mantiene constante a lo largo de su vida útil, sino que varía en función de varios factores. Algunos de estos cambios son inmediatos, mientras que otros ocurren de manera progresiva con el tiempo o en respuesta a cargas adicionales. En el diseño de elementos postensados, es fundamental considerar todas estas variaciones [2]. El desconocimiento de las pérdidas dependientes del tiempo fue una de las razones por las que los primeros intentos de presforzar el concreto fracasaron [1].

Durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo desde el gato hidráulico a los anclajes que sujetan los tendones de acero, ocurre una reducción inmediata de la fuerza aplicada. Esto se debe al pequeño

deslizamiento de las cuñas o grilletes en el tendón, lo cual genera un acortamiento del mismo y, como consecuencia, una pérdida tanto de esfuerzo como de deformación. Este fenómeno es un factor clave a considerar en el diseño de vigas postensadas [3].

Además, existe una pérdida instantánea de esfuerzo debido al acortamiento elástico del concreto cuando recibe la fuerza de presfuerzo. Este efecto es característico en sistemas pretensados, y en los postensados ocurre solo cuando se utilizan dos o más tendones tensados en secuencia [4].

Otra fuente de pérdida inmediata, específica de los sistemas postensados, es la fricción entre los tendones de acero y el conducto a través del cual estos se estiran. La tensión medida en el gato hidráulico es siempre mayor que la tensión en el extremo anclado, debido a esta fricción [5].

En resumen, las pérdidas instantáneas de fuerza, que incluyen el deslizamiento en los anclajes, el acortamiento elástico del concreto y la fricción, provocan que la fuerza

aplicada inicialmente por el gato (P_i) se reduzca a un valor menor, conocido como la fuerza inicial de presfuerzo (P_i).

Con el paso del tiempo, la tensión en el acero se reduce aún más, debido principalmente a fenómenos dependientes del tiempo, como la contracción y fluencia del concreto bajo esfuerzos sostenidos de compresión. Estos efectos provocan un acortamiento adicional del elemento, lo que genera una disminución de la tensión en el acero [6]. Además, el acero postensado experimenta una relajación gradual de esfuerzo bajo una deformación casi constante.

El conjunto de estos factores – contracción, fluencia del concreto y relajación del acero– resulta en una reducción progresiva de la fuerza inicial de presfuerzo, alcanzando finalmente un valor conocido como la fuerza efectiva de presfuerzo (P_e). La suma de todas las pérdidas, tanto instantáneas como dependientes del tiempo, puede representar entre el 20% y el 35% de la fuerza originalmente aplicada por el gato [1].

Durante la aplicación de la fuerza de tensado en una viga postensada, se

generan esfuerzos de compresión en las fibras inferiores y de tensión en las superiores. Es crucial que estos esfuerzos permanezcan dentro de los límites permisibles establecidos por las normativas AASHTO LRFD [7]. Mantener los esfuerzos dentro de los valores recomendados es vital para evitar el agrietamiento prematuro y garantizar la durabilidad estructural a largo plazo. Asimismo, cuando la superestructura entra en servicio y se somete a las cargas permanentes y variables, las fibras superiores se comprimen y las inferiores se someten a tensión. Este comportamiento debe evaluarse rigurosamente en comparación con los esfuerzos admisibles [1].

El diseño de las vigas postensadas del tablero del Puente Canuto incluye un análisis detallado tanto a flexión como a corte. El postensado mejora significativamente la capacidad portante de los elementos estructurales al introducir un estado inicial de compresión que contrarresta las tensiones inducidas por las cargas de servicio [8].

En el análisis a flexión, es fundamental determinar la cantidad óptima de postensado y la disposición adecuada de los

tendones, lo que maximiza la resistencia del miembro estructural a las fuerzas de flexión. Nawy sugiere que, para lograr un diseño eficiente, la ubicación de los tendones debe adaptarse a la configuración de las cargas, buscando una distribución que minimice la deflexión y maximice la eficiencia estructural [5].

En cuanto al diseño a corte, el postensado introduce fuerzas de compresión que incrementan la capacidad de resistencia a esfuerzos cortantes. Sin embargo, es indispensable una correcta evaluación de la disposición de los refuerzos transversales y longitudinales, ya que un diseño insuficiente o inapropiado en esta área podría llevar a fallos por cortante[3].

La verificación de las deflexiones en vigas postensadas es un aspecto crucial en el diseño estructural, ya que asegura que los desplazamientos verticales bajo cargas de servicio no comprometan la funcionalidad y seguridad de la estructura [9]. De acuerdo con las especificaciones AASHTO LRFD [8], el control de deflexiones es fundamental para evitar daños en

elementos no estructurales, como pavimentos, juntas y barreras, además de garantizar la comodidad de los usuarios. Las deflexiones excesivas pueden llevar a problemas de durabilidad y deterioro prematuro, al generar fisuración en el concreto y afectaciones en el comportamiento a largo plazo del puente. Por lo tanto, las normativas establecen límites estrictos para las deflexiones bajo cargas permanentes y variables, los cuales deben ser rigurosamente evaluados mediante modelos precisos.

En el caso de vigas postensadas, es particularmente importante controlar estos desplazamientos, ya que las fuerzas de presfuerzo influyen en la distribución de los esfuerzos internos, contrarrestando parte de las deflexiones producidas por las cargas externas[10]. Un diseño adecuado que cumpla con los criterios de AASHTO LRFD garantiza que las deflexiones permanezcan dentro de los límites permisibles, protegiendo tanto la integridad estructural como la funcionalidad del puente.

El uso de herramientas computacionales avanzadas, como

el software CSI Bridge, es clave en la evaluación de puentes complejos. Este software permite la creación de modelos matemáticos precisos que simulan el comportamiento del puente bajo diversas combinaciones de carga, facilitando la evaluación tanto de las condiciones de servicio como de las condiciones de diseño extremas[11].

Este análisis estructural del Puente Canuto no solo es relevante a nivel local, sino que tiene implicaciones más amplias en la ingeniería de puentes. Los hallazgos de este estudio pueden aplicarse a otros proyectos de infraestructura que utilicen vigas de concreto postensado, promoviendo la mejora en el diseño y la construcción de puentes de alta resistencia y durabilidad. Como señalan Nilson y Nawy [1] [5], el desarrollo y la aplicación de técnicas avanzadas de postensado son fundamentales para

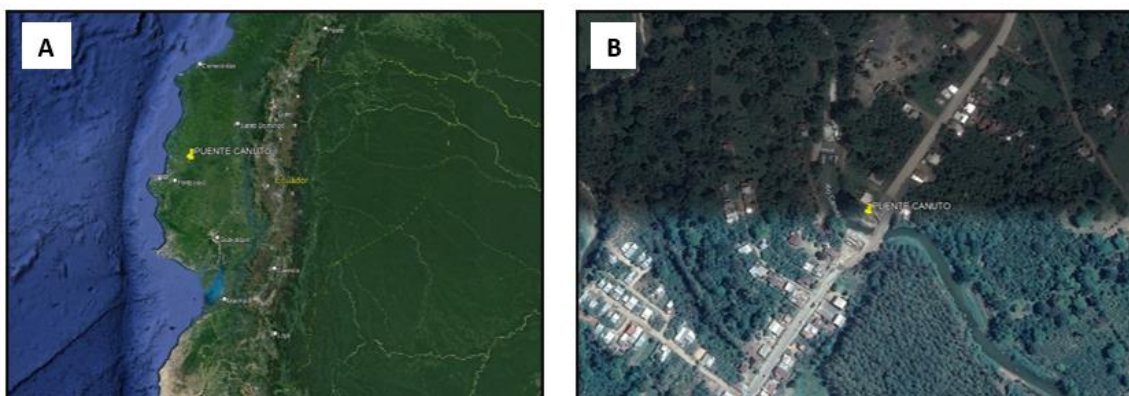
mejorar la capacidad de carga y prolongar la vida útil de los puentes en todo el mundo, asegurando su estabilidad estructural frente a diversos tipos de cargas y condiciones ambientales.

2. Materiales y métodos

Área de estudio

El Puente Canuto se encuentra en la región central de Manabí, Ecuador. Este puente es una infraestructura vial crucial que conecta áreas urbanas clave, facilitando el transporte de personas y mercancías en la región. En la Figura 1 se ilustra tanto la ubicación global como local del puente, resaltando su posición estratégica dentro del territorio ecuatoriano, así como su proximidad a ríos y ciudades clave que influyen en su importancia logística y geográfica.

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



Descripción de la estructura

El Puente Canuto, situado en Manabí, Ecuador, sobre el río Canuto, tiene un tramo único de 40 metros de longitud (ver Figura 2).

La superestructura del puente consta de un tablero de 40.00 metros de longitud y 15.20 metros de ancho, compuesto por 12 vigas de hormigón postensadas de 1.30 metros de altura y 1.27 metros de separación, una losa de hormigón de 0.20 metros de espesor, y diafragmas transversales en los apoyos e intermedio con espesores de 0.30 metros.

La subestructura está compuesta por dos estribos tipo muro de ala, diseñados para proporcionar una base sólida y estable para el puente, apoyados sobre pilotes cuadrados de 24.4 m. de longitud (ver Figura 3).

En la figura 4 se muestra la sección transversal de la viga postensada con armado no presforzado. La figura 5, ilustra la disposición de los cables de pretensado y la figura 6 muestra los cortes a lo largo de la viga que permiten conocer la ubicación de los cables o ductos de postensado.

Figura 2. Vista en planta del Puente Canuto.

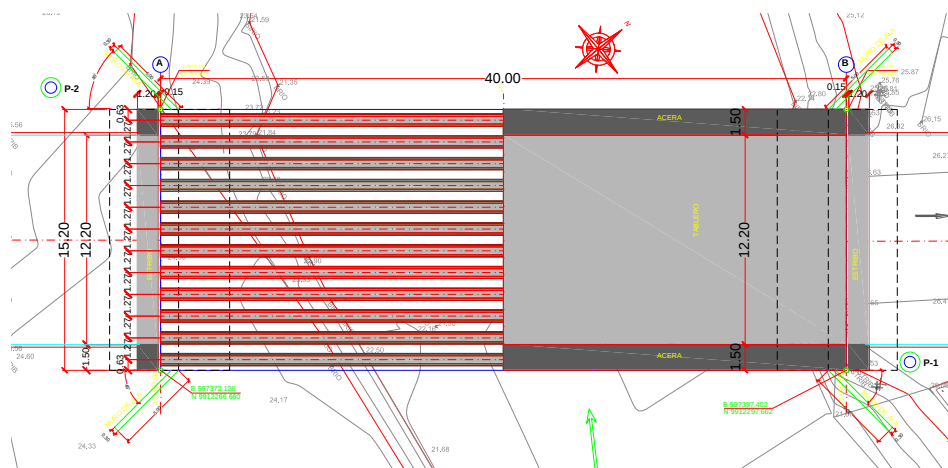


Figura 3. Perfil longitudinal del Puente Canuto.

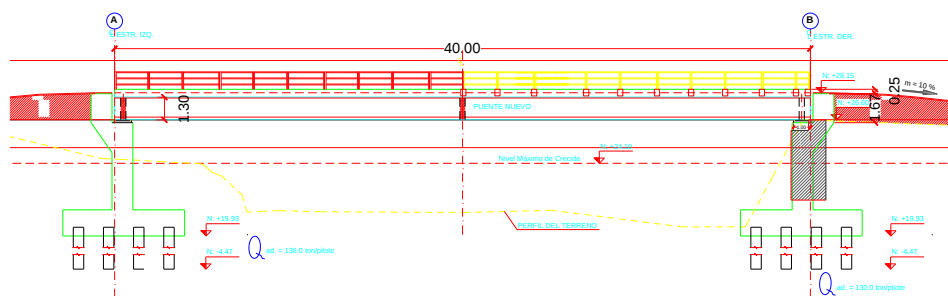


Figura 4. Sección transversal de viga postensada con acero no presforzado

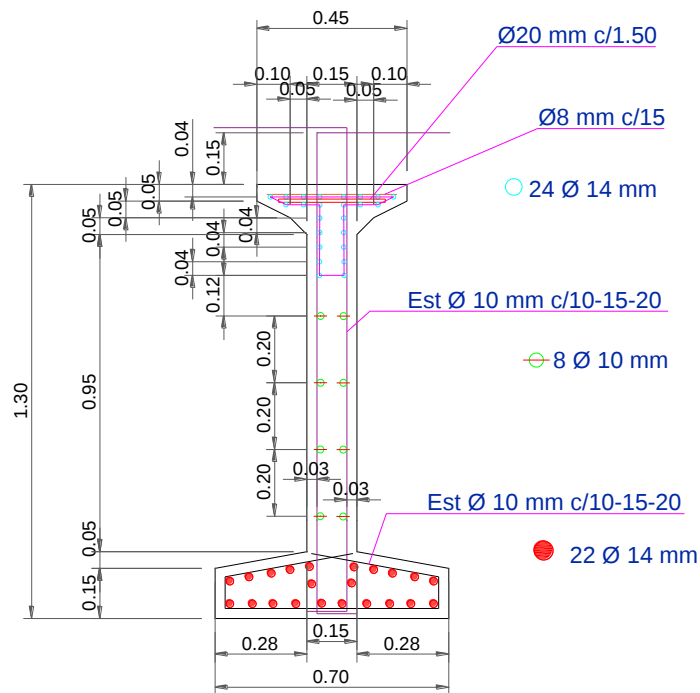


Figura 5. Disposición de los cables con torones en la viga postensada.

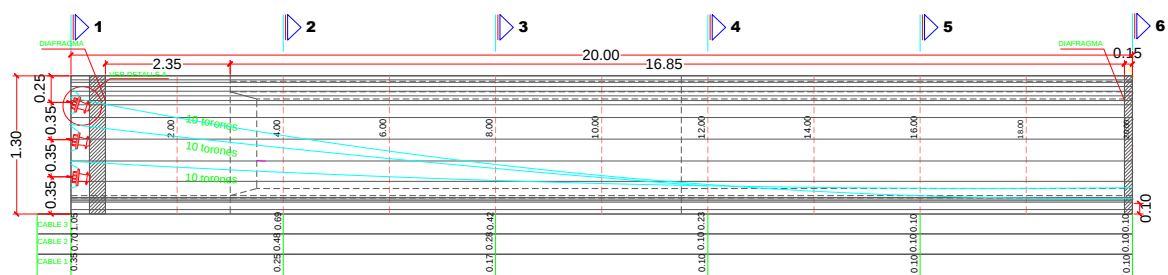
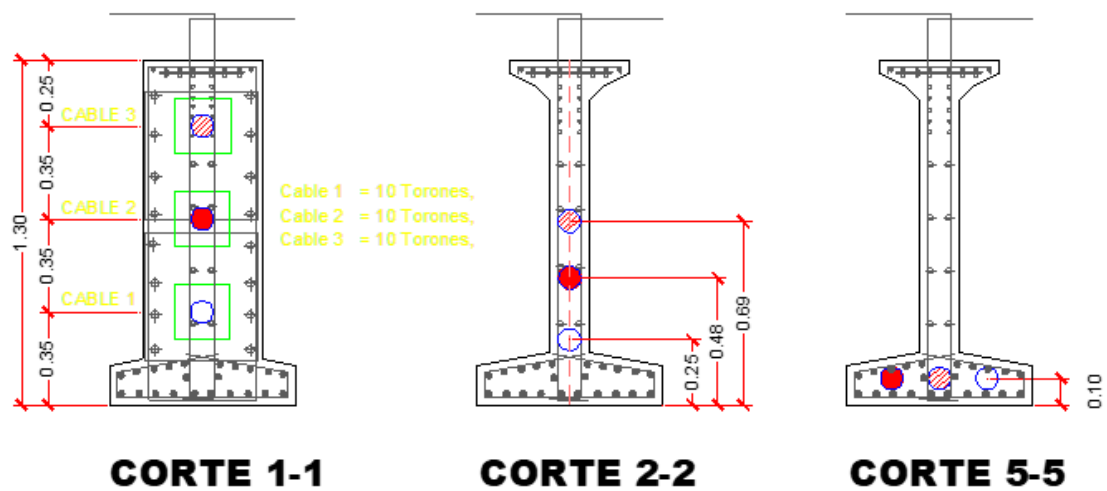


Figura 6. Ubicación de los cables de postensado según los cortes en la viga.



Métodos

En el presente estudio, se implementaron diversos procedimientos y análisis para evaluar el comportamiento estructural de las vigas postensadas del Puente Canuto. A continuación, se detallan los métodos empleados:

Recopilación de Datos: Se realizó una exhaustiva recopilación de información relevante sobre el diseño y la construcción del Puente Canuto. Esto incluyó la obtención de planos estructurales, especificaciones de los materiales utilizados (ver Tabla 1) y detalles técnicos del proceso constructivo.

Tabla 1. Especificaciones de materiales.

Elemento	Peso Específico	Resistencia
Losa del tablero	2400 kgf/m ³	f'c= 350 kgf/cm ²
Vigas postensadas	2400 kgf/m ³	f'c= 450 kgf/cm ²
Diafragmas	2400 kgf/m ³	f'c= 350 kgf/cm ²

Evaluación de cargas actuantes:

Se llevó a cabo una evaluación detallada de las cargas que influyen en la superestructura del Puente Canuto. Las cargas estáticas o permanentes se presentan en la

Tabla 2, donde se incluyen los elementos estructurales clave y sus correspondientes características de espesor, peso específico y carga distribuida.

Tabla 2. Cargas Estáticas

Elemento	Espesor (m)	Peso Específico (ton/ m ³)	Carga Distribuida (ton/ m ²)	Carga Distribuida (ton/ m)
Losa del tablero	0.20	2.4	0.432	-
Aceras	0.28	2.4	0.672	-
Barandas	-	-	-	0.053
Asfalto	0.05	2.2	0.11	-
Instalaciones	-	-	0.05	-

Además de las cargas estáticas, las cargas dinámicas que actúan sobre la superestructura incluyen la carga peatonal y la carga viva vehicular. Estas cargas se determinan siguiendo las especificaciones de

AASHTO LRFD [7]. En su Artículo 3.6.1.2, se define la carga peatonal, como se muestra en la Tabla 3. La carga viva vehicular HL-93 comprende una combinación de: un camión de diseño o tándem de

diseño, y una carga de carril de diseño de 0.952 ton/m sobre un ancho de 3.0 m, tal como se ilustra en las Figuras 7 y 8, respectivamente. Adicionalmente, se

considera el factor de presencia múltiple, aplicable hasta cuatro carriles cargados, junto con el incremento por carga dinámica.

Tabla 3. Cargas Dinámicas

Elemento	Carga Distribuida (ton/ m²)	Tipo
Carga peatonal	0.366	PL
HL-93	-	LL

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

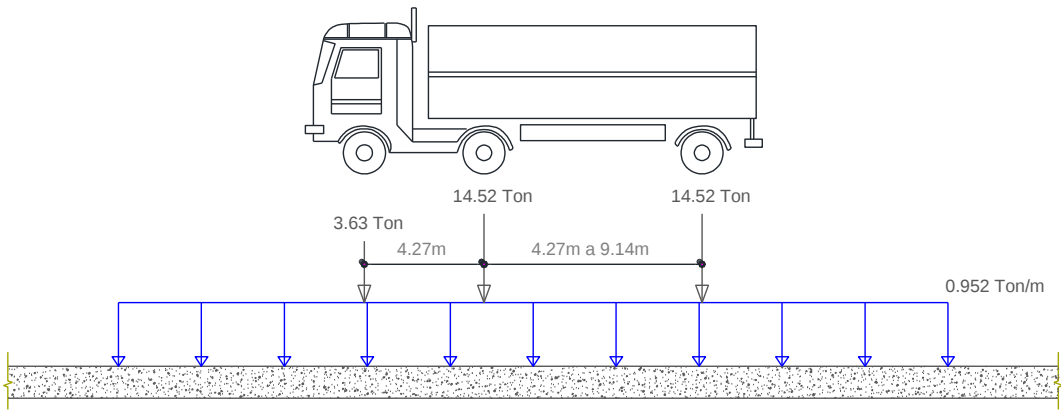
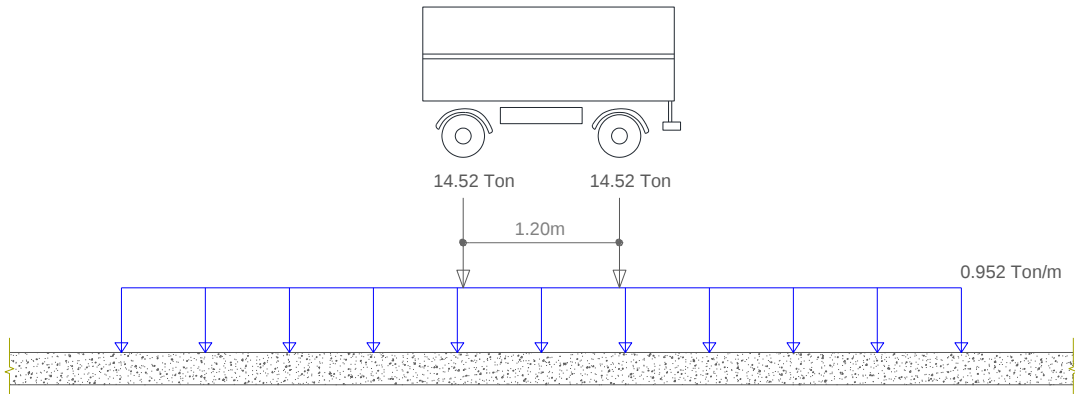


Figura 8. Carga viva vehicular, tándem + carga de carril.



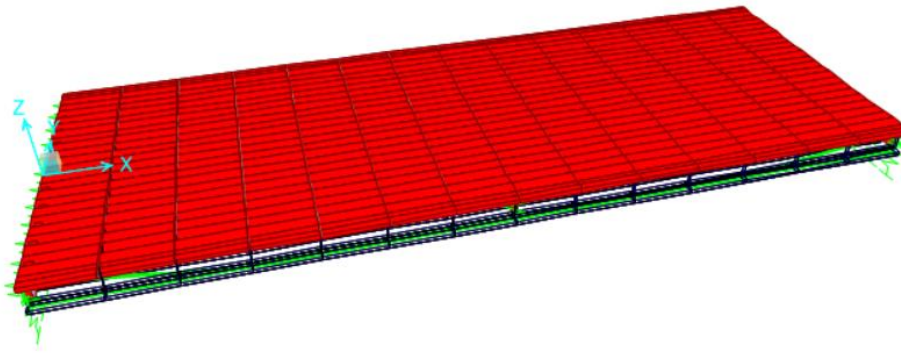
Modelado en CSi Bridge: Se empleó el software especializado CSi Bridge para generar un modelo matemático tridimensional del

Puente Canuto. Este modelo incorporó todas las características estructurales relevantes para el análisis, como la losa del tablero, las

vigas de hormigón postensado y los diafragmas, permitiendo una representación precisa del

comportamiento del puente bajo diversas condiciones de carga (ver Figura 9).

Figura 9. Modelo 3D del Puente Canuto en CSi Bridge.



Análisis Estáticos y dinámicos: Se realizaron análisis estáticos con el fin de evaluar la respuesta estructural del puente bajo cargas permanentes, representativas de las condiciones normales de servicio. Asimismo, se llevaron a cabo análisis dinámicos para simular el comportamiento del puente ante cargas dinámicas, como el tránsito vehicular, permitiendo una evaluación precisa de su desempeño frente a acciones variables y eventos transitorios.

Pérdidas de Postensado

Las pérdidas de postensado agrupadas en dos categorías: pérdidas inmediatas y pérdidas diferidas o dependientes del tiempo, se analizan considerando las

características del elemento postensado.

Las pérdidas inmediatas en elementos postensados incluyen las pérdidas por la fricción entre el tendón y el conducto y las pérdidas de asiento del anclaje durante la operación de postensado, además de las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón [3].

La pérdida por fricción en el ducto: $\Delta f p_F = P_j (1 - e^{-(\mu\alpha + kx)})$, donde, μ y k son factores que dependen del tipo de ducto y torones conforme con AASHTO LRFD [7], a su vez P_j es la fuerza aplicada por el gato al momento del tensado.

Las pérdidas de esfuerzo por deslizamiento en los anclajes se

verifican mediante el alargamiento de los cables en el momento de la transferencia de la fuerza del elemento tensor hacia el anclaje. Estas pérdidas se calculan utilizando la ecuación: $\Delta f p_A = \frac{\Delta_A}{L} E_p$, donde, Δ_A representa el deslizamiento inicial, que suele estar en el rango de 1/4 in - 3/8 in, L es la longitud de la viga y E_p es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo [5].

La pérdida de esfuerzo debida al acortamiento elástico del hormigón se determina utilizando la ecuación: $\Delta f p_{ES} = n f_{cs}$, donde n representa la relación entre los módulos de elasticidad del acero de presfuerzo (torones) y el hormigón en su estado inicial de resistencia, a su vez f_{cs} corresponde al esfuerzo de compresión en la fibra inferior en el momento de la transferencia del presfuerzo

Una vez que se calculan las pérdidas inmediatas, es posible conocer la fuerza de tensado inicial P_i en el estado de transferencia, $P_i = P_j - \Delta f p_F - \Delta f p_A - \Delta f p_{ES}$.

Otro tipo de pérdidas que se presentan son las pérdidas diferidas

dependientes del tiempo, como la fluencia lenta, la contracción del hormigón y la relajación del acero[3].

La fluencia lenta del hormigón se manifiesta a través de deformaciones cuando el elemento se encuentra sometido a cargas externas. Esta se puede estimar mediante la siguiente ecuación: $\Delta f p_{CR} = n K_{CR} (f_{cs} - f_{csd})$, donde, $K_{CR} = 2$ para elementos pretensados y 1.6 para elementos postensados, f_{cs} y f_{csd} esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la transferencia y en estado de servicio respectivamente [6].

Al igual que la fluencia, la magnitud de la contracción del hormigón está influenciada por diversos factores, como las proporciones de la mezcla, el tipo de agregado y cemento, el tiempo de curado, el intervalo entre el fin del curado y la aplicación del pretensado, el tamaño del elemento y las condiciones ambientales [6]. La ecuación que describe esta pérdida es: $\Delta f p_{SH} = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} (1 - 0.06 \frac{V}{S}) (100 - RH)$, donde, $K_{SH} = 0.77$ para elementos postensados, V/S es la relación volumen-superficie y RH la humedad relativa.

Por otro lado, las pérdidas por relajación del acero se deben a la elongación constante de este con el paso del tiempo. Las pérdidas por relajación del acero se calculan mediante: $\Delta f_{pR} = f'_{pi} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f'_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$, donde, t es el periodo ingresado en horas para el cual se calculan las pérdidas.

Finalmente, una vez determinadas todas las pérdidas diferidas, se puede obtener la fuerza efectiva de tensado mediante la relación: $P_e = P_i - \Delta f_{pCR} - \Delta f_{pSH} - \Delta f_{pR}$.

Para el cálculo de los esfuerzos en el concreto, el diseño a flexión y cortante, se evalúan las combinaciones de diseño de acuerdo con AASHTO LRFD [7], en donde las combinaciones de carga predominantes son:

- Servicio I: $DC + DW + LL + IM + PL$
- Resistencia I: $1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL+IM + PL)$

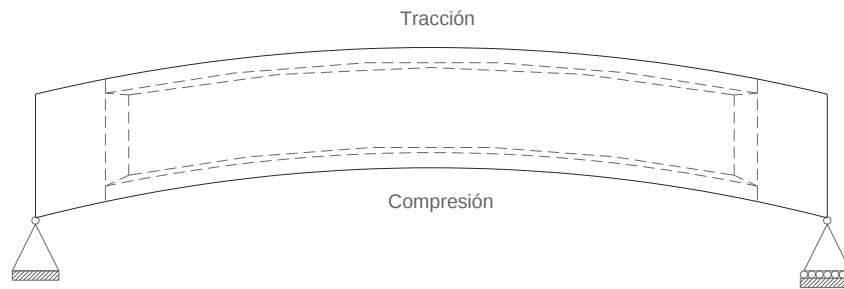
Para las contrucciones presforzadas, una forma de predimensionar la altura de la viga

simplemente apoyada viene dada por las siguientes relaciones: $L/15$ a $L/20$ [12].

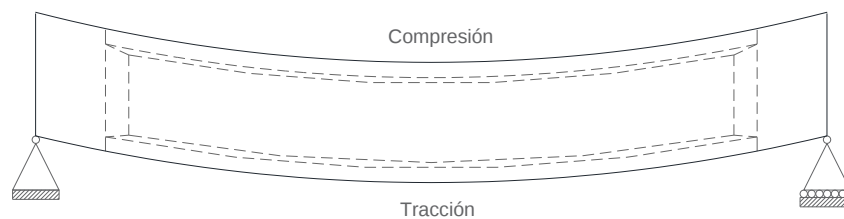
Flexión

El empleo de acero de alta resistencia (acero presforzado) permite que los elementos de hormigón resistan adecuadamente los esfuerzos de flexión. En elementos simplemente apoyados con cargas uniformemente distribuidas, el momento flector máximo ocurre en el centro del vano [8].

En los elementos presforzados, durante el proceso de destensado, cuando la carga se transfiere del acero al hormigón, se genera un esfuerzo de flexión. En este proceso, las fibras inferiores del elemento están sometidas a compresión, mientras que las fibras superiores experimentan tracción, como se observa en la Figura 10 [5].

Figura 10. Flexión al destensar, etapa de transferencia.

Además, cuando se aplican las cargas de servicio, las fibras superiores del elemento experimentan compresión y las inferiores, tracción, tal como se muestra en la Figura 11.

Figura 11. Flexión al actuar las cargas de servicio.

En las Tablas 4 y 5 se presentan los valores máximos admisibles de los esfuerzos en las fibras extremas de

las vigas para las etapas de transferencia y de servicio, respectivamente.

Tabla 4. Esfuerzos máximos en etapa de transferencia (kg/cm^2) AASHTO LRFD [7], Art. 5.9.2.3.1.

Elemento	Estado	Límite AASHTO LRFD
Fibra superior	Tensión	$0,80\lambda\sqrt{f'ci}$
Fibra inferior	Compresión	$-0,60f'ci$

Tabla 5. Esfuerzos máximos en etapa de servicio (kg/cm^2) AASHTO LRFD [7], Art. 5.9.2.3.2.

Elemento	Estado	Límite AASHTO LRFD
Fibra superior	Compresión	Caso I: Carga total $-0,60\phi_w f'c$ Caso II: Cargas permanentes $-0,45f'c$
Fibra inferior	Tensión nula	$fr = 2.01\sqrt{f'c}$

Los esfuerzos actuantes en las fibras extremas del elemento se calculan usando las ecuaciones de las Tablas 6 y 7, que corresponden a las etapas de transferencia y de servicio, respectivamente.

Tabla 6. Esfuerzos en etapa de transferencia (kg/cm^2).

Elemento	Estado	Esfuerzo actuante
Fibra superior	Tensión	$-\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S_t}$
Fibra inferior	Compresión	$-\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b}$

Figura 12. Esfuerzos en etapa de transferencia.

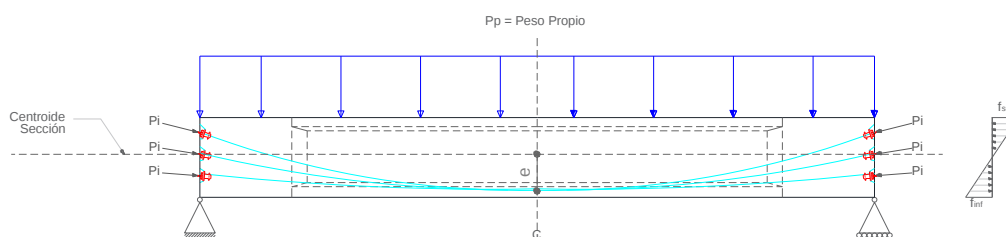
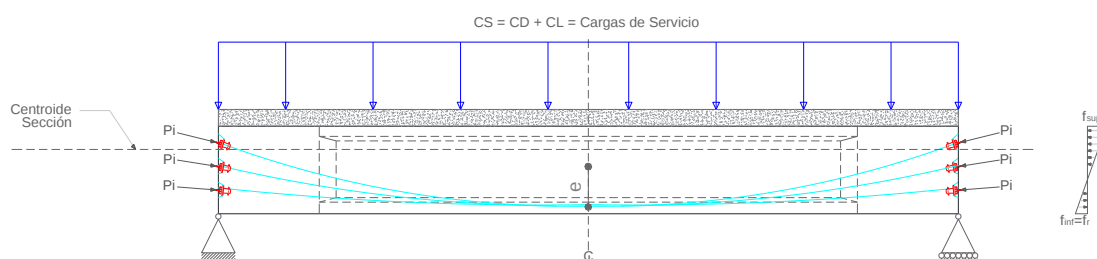


Tabla 7. Esfuerzos en etapa de servicio (kg/cm^2).

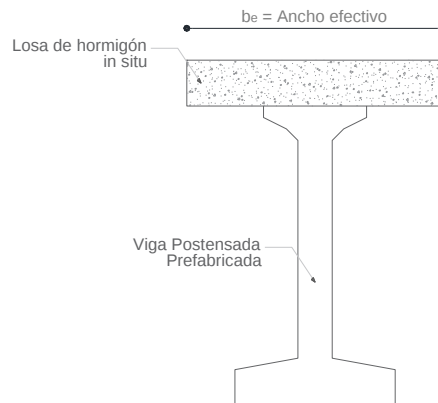
Elemento	Estado	Esfuerzo actuante
Fibra superior	Compresión	$-\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_{CSD} + M_L}{S_{tc}}$
Fibra inferior	Tensión	$-\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_{CSD} + M_L}{S_{bc}}$

Figura 13. Esfuerzos en etapa de servicio.



En la etapa de servicio, los esfuerzos se verifican considerando una sección compuesta que incluye la losa del tablero. Dado que el hormigón de la losa y el de las vigas presentan diferentes resistencias, se debe determinar un ancho efectivo de la losa (Figura 14) mediante la

ecuación: $b_e = \frac{E_{losa}}{E_{vigas}} S$, donde, S es la separación entre vigas, E_{losa} es el módulo de elasticidad del hormigón de la losa y E_{vigas} es el módulo de elasticidad del hormigón de la viga.

Figura 14. *Viga de sección compuesta.*

La característica más crítica de cualquier estructura es su capacidad de resistencia, ya que está directamente relacionada con la seguridad estructural. La resistencia de un elemento de concreto presforzado no se garantiza automáticamente mediante la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el elemento está sujeto a sobrecarga, pueden ocurrir cambios significativos en su comportamiento debido al agrietamiento y a la entrada en el rango inelástico de uno o ambos materiales antes de la falla. El factor de seguridad real solo puede determinarse evaluando la resistencia total del elemento y comparando la carga que induciría la falla con la carga esperada en condiciones normales [1].

La resistencia a la flexión se calcula siguiendo la normativa AASHTO LRFD [7], Art. 5.6.3.2, utilizando la ecuación:

$$\phi M_n = \phi \left(A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) \right).$$

Cortante

Las cargas perpendiculares al eje de los elementos estructurales generan esfuerzos cortantes, que son soportados parcialmente por el hormigón y parcialmente por el acero, mediante estribos dispuestos perpendicularmente al eje del elemento [1].

Deflexiones

Las deflexiones en vigas postensadas son un aspecto crítico en el diseño de estructuras, ya que afectan tanto la funcionalidad como la estética de las mismas. Las

deflexiones en estos elementos dependen de diversos factores, como la rigidez inicial del hormigón, la cantidad de postensado aplicada, y las propiedades del material, incluidos los efectos de fluencia y contracción[10].

El postensado genera un efecto de precarga que ayuda a compensar las deflexiones, reduciendo la magnitud de las mismas bajo cargas de servicio. Sin embargo, para garantizar que las deflexiones se mantengan dentro de los límites permitidos, es fundamental realizar un análisis detallado que considere las deflexiones inmediatas, debidas a cargas aplicadas, y las deflexiones a largo plazo.

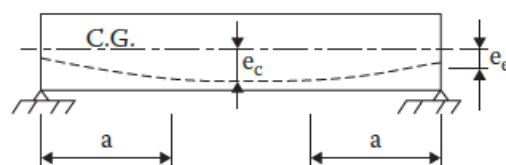
Conforme con AASHTO LRFD Art. 2.5.2.6.2., la deflexión máxima por carga viva vehicular está dada por la relación: $L/800$, donde L es la longitud de la viga.

Las deflexiones por la aplicación del presfuerzo y cargas permanentes se pueden calcular mediante las siguientes ecuaciones:

- Camber por la aplicación del presfuerzo:
$$\Delta_p = \frac{P_i}{EI} \left(\frac{e_c L^2}{8} - \frac{(e_c - e_e) a^2}{6} \right) \uparrow$$

En la ilustración se presentan las variables que influyen en la determinación del camber producto del postensado.

Figura 15. Esquema de postensado con tendones curvos.



- Deflexión por la aplicación de cargas permanentes distribuidas a lo largo de la viga:
$$\Delta_D = \frac{5w_g L^4}{384EI} \downarrow$$

La deflexión instantánea debida a la fuerza de presfuerzo y al peso de la viga se calcula en el momento de la transferencia, mientras que, la deflexión a largo plazo de vigas prefabricadas de hormigón podría calcularse como la deflexión instantánea multiplicada por un factor como los multiplicadores del Manual de Diseño de Puentes del Instituto de Concreto Prefabricado Pretensado que se muestran en la ilustración 16, a su vez, esta deflexión podrá ser comparada con los valores máximos establecidos por ACI 318-19 que se muestran en la figura 17.

Figura 16. Multiplicadores del PCI [10].

	Erection	Long-term
Prestressing force	1.80	2.20
Girder weight	1.85	2.40
Deck, haunch, diaphragms, noncomposite DL	—	2.30
Barrier, FWS, uniform composite loads	—	3.00

Figura 17. Deflexiones máximas permisibles según ACI 318-19 [10].

Member	Condition		Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs	Not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections		Immediate deflection due to maximum of L , S , and R	$\ell/180^{[1]}$
Floors	Immediate deflection due to L		$\ell/360$	
Roof or floors	Supporting or attached to nonstructural elements	Likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		Not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{[4]}$

Validación y Comparación

Se estimaron las pérdidas de postensado tanto en la etapa de transferencia (pérdidas inmediatas) como en la etapa de servicio (pérdidas diferidas), siguiendo los modelos teóricos propuestos por AASHTO LRFD 2020.

Los esfuerzos máximos en las vigas postensadas, tanto en la etapa de transferencia como en la de servicio, se determinaron y compararon con los límites permisibles de AASHTO LRFD 2020.

Se desarrolló un modelo matemático preciso en el software CSI Bridge para evaluar el comportamiento estructural de las vigas postensadas bajo diferentes condiciones de carga. Las simulaciones permitieron

validar los resultados obtenidos con los métodos analíticos y aseguraron la precisión del modelo en la representación de las condiciones de carga reales.

El diseño de las vigas fue analizado para flexión y corte, verificando la cantidad óptima de postensado y la distribución adecuada de los tendones. Se comprobó que la disposición de los refuerzos transversales y longitudinales cumple con los requisitos establecidos por AASHTO LRFD 2020. Los resultados del análisis indicaron que la estructura tiene la capacidad suficiente para resistir las cargas aplicadas, confirmando la eficiencia del diseño propuesto.

Se verificó la deflexión máxima de las vigas postensadas bajo carga

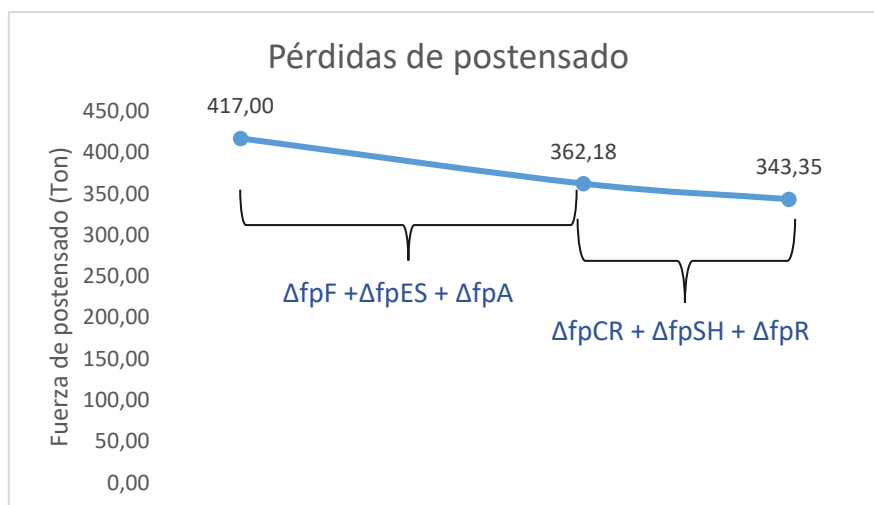
viva vehicular y se comparó con los límites permisibles según AASHTO LRFD 2020. Además, se analizaron las deflexiones máximas en las vigas postensadas tanto en la etapa de transferencia como en la de servicio, y se compararon con los límites establecidos por ACI 318-19.

3. Resultados y discusión

Verificación de las pérdidas de postensado

Al analizar las pérdidas de pretensado se obtuvo un porcentaje de pérdidas de 19.02%, pasando de una fuerza de tensado original de $P_j=417.00$ Ton a una fuerza de tensado inicial $P_i=362.18$ Ton y luego a una fuerza de tensado efectiva $P_e=343.35$ Ton, tal como se muestra en la Figura 17.

Figura 17. Variación de la fuerza de tensado



Verificación de esfuerzos en etapa de transferencia y servicio

Al verificar los esfuerzos en etapa de transferencia considerando

únicamente la sección de la viga se determinó que son menores a los esfuerzos límites, tal como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8. Verificación de esfuerzos en etapa de transferencia.

Elemento	Estado	Esfuerzo límite (kg/cm ²)	Esfuerzo actuante (kg/cm ²)
Fibra superior	Tensión	15.70	-121.90
Fibra inferior	Compresión	-250.25	-107.89

Los esfuerzos en etapa de servicio se verificaron con la sección compuesta y se comprobó que el esfuerzo superior está dentro del límite establecido, mientras que el esfuerzo en la fibra inferior se

encuentra fuera del permisible, indicando la existencia de tensión en la fibra inferior, aun mayor al esfuerzo de rotura $f_r=42.64\text{kg/cm}^2$ (ver Tabla 9).

Tabla 9. Verificación de esfuerzos en etapa de servicio.

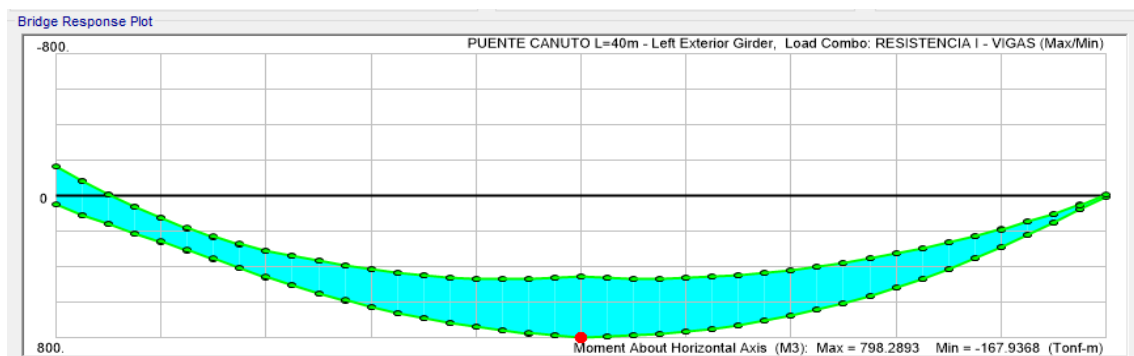
Elemento	Estado	Esfuerzo límite (kg/cm ²)	Esfuerzo actuante (kg/cm ²)
Fibra superior	Compresión	-202.5	-162.86
Fibra inferior	Tensión	42.64	82.18

Verificación de la capacidad a flexión

En la Figura 18 se muestra el diagrama de momento flector para la combinación predominante en viga exterior.

El diseño a flexión se realizó considerando la sección compuesta y se verificó que el momento resistente de la sección es ligeramente menor que el momento de la demanda, obteniéndose una relación demanda/capacidad de 1.02 para la viga exterior (ver Tabla 10).

Figura 18. Diagrama de momento flector en viga exterior para combinación de RESISTENCIA I.



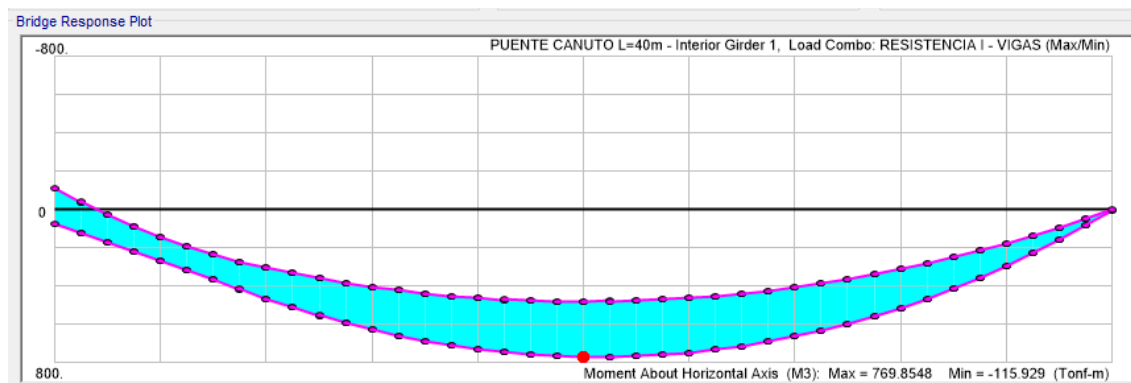
Los resultados de la verificación de la capacidad a flexión del elemento viga de hormigón Postensado se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10. Verificación de la capacidad a flexión en viga exterior.

Estado Límite	M_u (Ton – m)	A_p	A_s inf	A_s sup	ϕM_n (Ton – m)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$
Resistencia I	798.31	3 cables con 10 torones de $\frac{1}{2}$ "	22 ϕ 14mm	24 ϕ 14mm	782.04	1.02

En la Figura 19 se muestra el diagrama de momento flector para la combinación predominante en viga interior.

Figura 19. Diagrama de momento flector en viga interior para combinación de RESISTENCIA I.



Se verificó que el momento resistente de la sección es mayor que el momento de la demanda, obteniéndose una relación demanda/capacidad de 0.98 para la viga interior (ver Tabla 11).

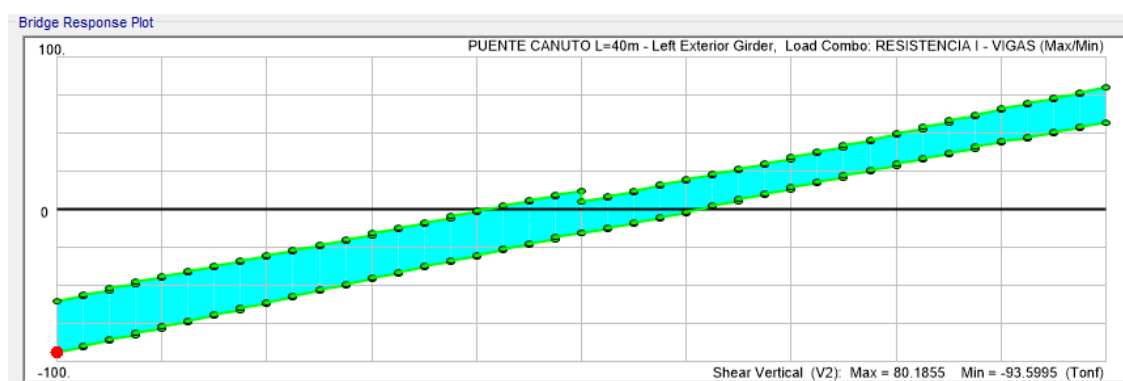
Tabla 11. Verificación de la capacidad a flexión en viga interior.

Estado Límite	M_u (Ton - m)	A_p	A_s inf	A_s sup	ϕM_n (Ton - m)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$
Resistencia I	769.85	3 cables con 10 torones de $\frac{1}{2}$ "	22Ø14mm	24Ø14mm	782.04	0.98

Verificación de la capacidad a cortante

En la Figura 19 se muestra el diagrama de fuerza cortante para la combinación predominante.

Figura 20. Diagrama de fuerza cortante en viga exterior para combinación de RESISTENCIA I.



El diseño a cortante se lo verificó conforme a lo establecido y se comprobó una adecuada separación de estribos y su diámetro, obteniéndose una relación demanda/capacidad de 0.43 (ver Tabla 12).

Tabla 12. Verificación de la capacidad a cortante.

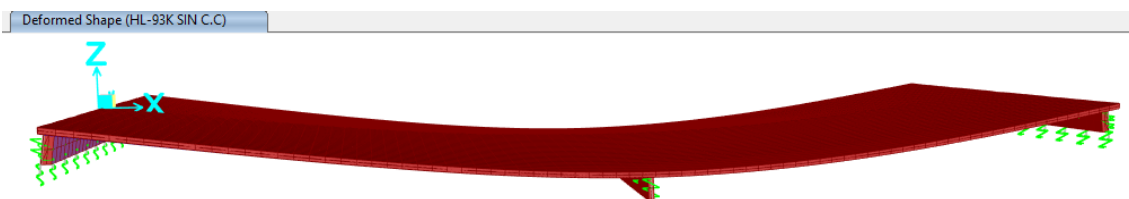
Estado Límite	V_u (Ton)	Armado	ϕV_n (Ton)	$\frac{V_u}{\phi V_n}$
Resistencia I	88.61	2 ramas $\phi 10mm @ 100, 150, 200mm$	204.53	0.43

Verificación de la deflexión máxima por carga viva vehicular

Así mismo, se revisó la deflexión máxima por carga viva vehicular

permitida para el elemento y se comprobó que está dentro del límite establecido. Se presenta la deformada de la viga en la figura 21.

Figura 21. Deformación máxima por carga viva vehicular.



Las deflexiones fueron calculadas de acuerdo con AASHTO LRFD, Art. 2.5.2.6.2, considerando el máximo efecto entre (caso 1: Camión ó caso 2: 0,25 Camión + Carril), obteniendo como resultado una deflexión de 2.95cm por efecto del camión tal como se muestra en la tabla 13.

Tabla 13. Verificación de la deflexión máxima por carga viva vehicular.

Caso predominante	Δ (cm)	Δ_{max} (cm)	Estado
Camión	2.95	$\frac{L}{800} = 5$	Dentro del rango permitido

Verificación de la deflexión máxima por cargas de servicio

Se realizó una revisión de la deflexión máxima para el elemento en etapa de transferencia y servicio. Se verificó que el elemento presentará una deflexión en la etapa de montaje (ver tabla 14) y que esta deflexión aumentará una vez que se encuentre en etapa de servicio, por lo que este elemento debería ser

construido con un camber tal como se indica en la tabla 15.

Tabla 14. Verificación de la deflexión máxima en etapa de transferencia o montaje de la viga.

Etapa	Δp (cm)	Δg (cm)	Δ (cm)
Transferencia	+11.69 ↑	-13.53 ↓	-3.99 ↓

(Δp : Camber debido al presforzado, Δg : deflexión debido al peso propio de la viga)

Tabla 15. Verificación de la deflexión máxima en etapa de servicio.

Etapa	Δp (cm)	Δg (cm)	Δd (cm)	Δs (cm)	Δb (cm)	Δw (cm)	ΔLL (cm)	Δ (cm)	Δ^{max} ACI (cm)	Camber (cm)
Servicio	+11.69 ↑	-12.52 ↓	-0.85 ↓	-9.95 ↓	-1.1 ↓	-1.04 ↓	-2.95 ↓	-38.31 ↓	16.67 ↓	22.0

(Δp : Camber debido al presforzado, Δg : deflexión debido al peso propio de la viga, Δd : deflexión debido al peso de los diafragmas, Δs : deflexión debido al peso de la losa, Δb : deflexión debido al peso de barandas y aceras, Δw : deflexión debido al peso de asfalto e instalaciones, Δw : deflexión debido a la carga viva vehicular, Δ : deflexión por cargas de servicio considerando los multiplicadores de PCI)

Discusión

El análisis estructural realizado sobre las vigas postensadas del Puente Canuto ha proporcionado información valiosa acerca de su comportamiento bajo diferentes etapas de carga, desde la transferencia hasta las condiciones de servicio. A lo largo del estudio, se abordaron aspectos críticos como las pérdidas de postensado, los esfuerzos en las fibras superior e inferior, la capacidad a flexión y corte, así como las deflexiones máximas bajo cargas vivas y de servicio.

Un aspecto clave observado fue la magnitud de las pérdidas de postensado. Se identificó que las pérdidas totales, tanto inmediatas como diferidas, representaron un

19.02% de la fuerza original aplicada. Sin embargo, es esencial monitorear estas pérdidas a lo largo del tiempo, ya que la disminución de la fuerza efectiva de postensado puede comprometer la capacidad de carga de las vigas si no se gestiona adecuadamente.

En cuanto a los esfuerzos en las vigas, se comprobó que en la etapa de transferencia los esfuerzos en la fibra inferior son menores que los límites permisibles, lo que confirma que las vigas pueden resistir las tensiones iniciales sin riesgo de falla. No obstante, en la etapa de servicio se observó que los esfuerzos en la fibra inferior excedían el esfuerzo permisible, indicando la presencia de tensión que supera el límite de ruptura del concreto. Este hallazgo

subraya la importancia de diseñar con márgenes de seguridad adecuados para garantizar la durabilidad a largo plazo, especialmente bajo condiciones de servicio continuo.

El análisis a flexión mostró que, para las vigas exteriores, la relación entre demanda y capacidad fue ligeramente superior a la unidad, lo que indica que las vigas están operando muy cerca de su límite máximo de resistencia. Para las vigas interiores, la capacidad fue ligeramente superior a la demanda, lo cual es una señal positiva, pero también plantea la necesidad de optimizar la distribución de los esfuerzos en futuras evaluaciones de diseño para evitar riesgos de sobreesfuerzo en las vigas exteriores.

El diseño a cortante verificó que las vigas postensadas tienen una capacidad adecuada para resistir las fuerzas de corte, con una relación demanda/capacidad significativamente baja (0.43). Esto demuestra la efectividad del postensado al incrementar la resistencia a esfuerzos cortantes y la adecuada disposición de los refuerzos transversales y longitudinales.

Por otro lado, el estudio de las deflexiones reveló que, bajo carga viva vehicular, las vigas cumplen con los límites permisibles establecidos por AASHTO LRFD. Sin embargo, el control de deflexiones por cargas de servicio reveló la presencia de deflexiones excesivas que deben ser mitigadas con un camber de 22cm. Este control de deflexiones es crucial para evitar problemas de fisuración y deterioro prematuro, asegurando que el puente mantenga su funcionalidad y seguridad estructural durante su vida útil.

La utilización del software CSI Bridge permitió la creación de un modelo matemático preciso que fue validado a través de comparaciones con los métodos teóricos y los resultados experimentales. Esta herramienta ha demostrado ser esencial para evaluar estructuras complejas como el Puente Canuto, permitiendo simular diversos escenarios de carga y verificando que la estructura cumple con los requerimientos de diseño y seguridad.

4. Conclusiones

Se estimaron pérdidas de postensado del 19.02%, un valor que se encuentra dentro de los rangos esperados. Estas pérdidas deben monitorearse a lo largo del tiempo para asegurar la integridad estructural de las vigas postensadas.

Los esfuerzos en las vigas postensadas en las etapas de transferencia y servicio fueron evaluados en relación con los límites establecidos por la normativa AASHTO LRFD 2020. Si bien los esfuerzos en la etapa de transferencia estuvieron dentro de los límites permisibles, en la etapa de servicio se observó una tensión en la fibra inferior que excede el límite establecido, indicando la presencia de tensiones no previstas en el diseño, lo cual indica la necesidad de ajustar los márgenes de seguridad y de mejorar las condiciones de diseño para evitar tensiones excesivas que puedan comprometer la durabilidad del puente.

El modelo matemático desarrollado en el software CSi Bridge permitió simular de manera precisa el comportamiento de las vigas bajo

diferentes condiciones de carga. Los resultados obtenidos validaron el diseño estructural, demostrando la capacidad de la estructura para resistir las cargas aplicadas.

El diseño a flexión mostró una relación demanda/capacidad aceptable en las vigas interiores, aunque las exteriores presentaron una ligera deficiencia con una relación demanda/capacidad de 1.02. Este hallazgo sugiere que en futuros diseños es importante mejorar la distribución de los esfuerzos para reducir el riesgo de sobreesfuerzo.

El análisis de la capacidad a cortante muestra una relación demanda/capacidad de 0.43, lo que indica que la estructura tiene suficiente resistencia para soportar las fuerzas cortantes sin riesgo de fallo estructural.

La deflexión máxima calculada por carga vehicular viva fue de 2.95 cm, dentro del límite permitido de $L/800$. Estos resultados indican que la estructura mantiene un desempeño adecuado bajo las condiciones de carga vehicular previstas, garantizando la seguridad y

funcionalidad del puente durante su vida útil.

El control de las deflexiones bajo cargas de servicio reveló que las vigas postensadas del Puente Canuto presentan deflexiones excesivas. Esto indica que, sin medidas correctivas, el puente podría experimentar problemas como fisuración y deterioro prematuro, comprometiendo su funcionalidad y seguridad estructural a largo plazo, por lo que la implementación de un camber de 22cm en las vigas durante la construcción para contrarrestar las deflexiones excesivas compensará la deformación bajo cargas de servicio, mejorando el comportamiento a largo plazo del puente.

El uso del software CSi Bridge fue fundamental para validar los resultados obtenidos y confirmar que el modelo matemático utilizado representa con precisión el comportamiento real de las vigas postensadas bajo diferentes condiciones de carga.

Los hallazgos encontrados demuestran la deficiencia en el diseño estructural de este elemento, precisamente por la altura que

presentan estas vigas ante la luz de 40 m.

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.

Bibliografía

1. Nilson, A. CONCRETO PRESFORZADO; 1997; ISBN 9681813049.
2. Hernández, E.; Gil, L. HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO CONCRETO REFORZADO Y PREESFORZADO; 2007;
3. Chen, W.-F.; Duan, L. SUPER STRUCTURE DESIGN Bridge Engineering Handbook; 2014; ISBN 9781439852217.
4. Aalami, B. Prestressing Losses and Elongation Calculations 2004.
5. Nawy, E. Prestressed Concrete; Fifth.; 2009; ISBN ISBN-13: 978-0-13-608150-0.
6. Nilson, A.H.; Darwin, David. Design of Concrete

- Structures; McGraw-Hill, 2001; ISBN 007046586X.
7. American Association of State Highway and Transportation Officials. LRFD Bridge Design Specifications; 2020; ISBN 9781560517382.
 8. Barker, R.M. (Richard M.); Puckett, J.Alan. Design of Highway Bridges : An LRFD Approach; 2013; ISBN 9780470900666.
 9. Quintanilla, D. ENSAYOS EXPERIMENTALES EN VIGAS DE CONCRETO POSTENSADO CON ADHERIDOS Y NO ADHERIDOS, 2016.
 10. Precast/Prestressed Concrete Institute Pci Design Handbook; 5ta ed.; 1999; ISBN 0-937040-60-6.
 11. 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, 2023.
 12. Rodríguez, A. PUENTES Con AASHTO LRFD 2020; 9na ed.; 2022;