



REVISTA INGENIO

Diseño y Comparación Económica de una Superestructura de un Puente con Vigas de Hormigón Postensado o con Vigas-Losas-Cajón

Design and Economic Comparison of a Bridge Superstructure with Post-Tensioned Concrete Beams or with Box-Slab-Beams

John Alex Almeida Hernández |  Escuela Politécnica Nacional -Ecuador
Alexis Eduardo Armas Herrera |  Escuela Politécnica Nacional -Ecuador
Luis Tinerfe Hernández Rodríguez |  Escuela Politécnica Nacional -Ecuador
María Belén Correa Vallejo |  Escuela Politécnica Nacional -Ecuador
Diego Armando Arévalo Chafuel |  Escuela Politécnica Nacional -Ecuador

Recibido: 10/2/2025

Recibido tras revisión: 10/3/2025

Aceptado: 2/4/2023

Publicado: 10/7/2025

PALABRAS CLAVE

Comparación económica, diseño estructural, hormigón postensado, puentes, superestructura.

RESUMEN

En este artículo se diseña, compara técnicamente y evalúa económica mente la superestructura de un puente de 30 metros de luz sin apoyos intermedios, usando dos variantes diferentes, con el objetivo de obtener la opción más ventajosa para su uso en Ecuador. En un caso, se utiliza losa de hormigón armado sobre vigas de hormigón postensado y, en la otra, vigas y losa unidas integralmente formando una sección cajón. El diseño se hizo siguiendo las normas actuales, tanto internacionales como del Ecuador. Para el puente con losa sobre vigas postensadas se usa una herramienta de cálculo desarrollada internamente. Para el puente con viga-losa-cajón, se realiza un prediseño basado en normas y se modela con software especializado. El análisis económico considera los costos actuales de Ecuador para materiales y mano de obra. Se establece un cronograma de actividades con diagramas de Gantt y cronogramas, ajustados a escalas de tiempo iguales para ambos puentes y condiciones similares, garantizando indicadores de comparación coherentes. Se concluye que, en base al diseño y análisis económico que se ha realizado para ambas variantes, para una longitud de 30 m, típica para puentes tipo paso elevados sobre avenidas, el puente losa sobre vigas postensadas representa la mejor opción desde el punto de vista constructivo y económico, sirviendo esto de guía para que los diseñadores puedan decidir qué solución van a utilizar.

KEY WORDS

Economic comparison, structural design, post stress concrete, bridges, superstructure.

ABSTRACT

In this article, the superstructure of a 30-meter-span bridge without intermediate supports is designed, technically compared, and economically evaluated using two different variants, with the objective of determining the most advantageous option for use in Ecuador. In one case, a reinforced concrete slab over prestressed concrete girders is used, while in the other, the girders and slab are integrally connected to form a box section. The design was carried out following current international and Ecuadorian standards. For the bridge with a slab over prestressed girders, an internally developed calculation tool is used. For the box-section girder-slab bridge, a preliminary design is performed based on standards and modeled using specialized software. The economic analysis considers current material and labor costs in Ecuador. A schedule of activities is established using Gantt charts and timelines, adjusted to equal time scales for both bridge types and similar conditions, ensuring consistent comparison indicators. The study concludes that, based on the design and economic analysis conducted for both variants, for a 30-meter span—typical for overpass bridges—the slab-over-prestressed-girder bridge represents the best option from a construction and economic standpoint. This serves as a guideline for designers in selecting the most suitable solution.

1. INTRODUCCIÓN

Los puentes son uno de los elementos más importantes en la proyección de carreteras, aún más en Ecuador por su topografía, hay que sortear gran número de grandes depresiones y ríos no solo para comunicar ciudades, sino que en algunos casos acortar el tiempo de viaje en vías existentes y de esta manera fortalecer la red vial para fo-

mentar el desarrollo productivo del país [1]. En otros países, especialmente países desarrollados, se han realizado grandes avances en el diseño y construcción de puentes viga losa cajón mediante dovelas unidas por postensado y de esta manera, se ha conseguido construirlos con mayores luces y optimizar los materiales al tener secciones estructurales más eficientes [2]. Un puente de carretera

debe estar diseñado para soportar de forma segura todas las cargas previstas durante su vida útil [3]. Los diseñadores y calculistas estructurales de Ecuador generalmente toman como referencia la norma americana AASHTO [4] realizando sus propias interpretaciones y asunciones, lo que dificulta aún más el correcto desarrollo e implementación de puentes de hormigón postensado y vigas losa cajón [5].

El presforzado es una técnica de pre cargar el concreto en forma tal que se eliminen o reduzcan los esfuerzos de tensión que son inducidos por las cargas de gravedad. En el pretensado los cables están esforzados contra anclajes externos y el concreto es fraguado en contacto directo con los tendones, permitiendo así desarrollar el afianzamiento. En el postensado, cuando el concreto ha ganado suficiente resistencia, los tendones son esforzados directamente contra el concreto y son mecánicamente asegurados en anclajes empotrados en la fragua en cada extremo [6]. Los puentes de vigas presforzadas requieren peraltes menores que las de hormigón armado, siendo entonces menos pesados, logrando mayores luces. Utilizan acero y concreto de alta resistencia [7].

El postensado es una derivación del pretensado, pero en este caso se fabrica la pieza de hormigón dejando los conductos longitudinales con el perfil que se haya decidido para los tendones de postensado, generalmente poseen la forma del diagrama de momentos. La colocación de estos conductos se realiza previo al vaciado del hormigón. Una vez endurecido el hormigón se enhebran dichos conductos pasando por su interior los torones, y mediante equipos adecuados, como gatos de tesado, se procede a realizar el postensado de los mismos hasta alcanzar la tensión deseada [8].

El postensado tiene las ventajas de uniones sencillas y eficientes entre losas, vigas, muros y columnas, que eliminan problemas de juntas entre dichos elementos. Permite el acortamiento significativo de plazos de ejecución de la obra de aplicarse eficientes cronogramas de construcción. El sistema de encofrado se puede retirar inmediatamente concluido el tensado. Por lo general hay siempre eficientes programas de ejecución debido a que los moldes se pueden reusar [9]. Además, se logran estructuras livianas y resistentes que permiten reducir las cargas y alcanzar mayores luces entre vanos. Cuando el trazado de los tendones deja de ser recto, lo que resulta muy frecuente con este sistema, aparece un componente vertical de cortante que se opone ventajosamente al esfuerzo de corte originado por las cargas externas, permitiéndose un incremento del espaciamiento de la armadura pasiva transversal, con el consecuente ahorro de acero. Muy útil para la construcción en dovelas o prefabricados que luego pueden ser unidos en la obra. Aplicable a estructuras hiperestáticas o continuas, en las que incluso pueden existir cambios de curvatura en la directriz de los cables o alambres [8].

El postensado tiene las desventajas que, a diferencia del hormigón armado común, se requiere de mano de obra y maquinaria especializada. El postensado es más caro que el de hormigón pretensado. Los anclajes no se recuperan y quedan perdidos en el hormigón. Precisa una vaina o ducto por dónde van los cables e inyección posterior de gran complejidad de ejecución en el caso de no utilizarse el acero engrasado, el cual ya viene envainado y engrasado de fábrica. El acero utilizado es un acero especial, más caro que el acero de refuerzo común [9]. Al tener trazados curvos de los cables las pérdidas por fricción se incrementan durante el tesado [8].

En la Escuela Politécnica Nacional, en Ecuador, se han realizado varios estudios sobre la temática de evaluación y reforzamiento de puentes existentes con más de 30 años de construidos, debido a que las normas y cargas actuales son muy diferentes a cuando se diseñaron, destacándose los de Benavides [10], Mediavilla [11], Galarza [12] y Solís [13]. En este trabajo se aborda una temática diferente, siendo el objetivo determinar la variante más ventajosa para la construcción de puentes tipo paso elevados sobre avenidas en el Ecuador, al ser más conveniente no usar pilas intermedias, empleando vigas postensadas o viga losa cajón y realizándose un estudio comparativo entre el diseño de la superestructura de un puente de 30 m de longitud apoyado en ambos estribos y sin apoyos intermedios. Debido a que en Ecuador no existe una norma propia que trate lo abordado en este trabajo, se toma como referencia la norma AASHTO [4]. Primero se utilizará losa de hormigón armado y vigas de hormigón postensado y luego con vigas y losa unidas integralmente formando una sección cajón en volados sucesivos, llamados dovelas, unidos por postensado y refiriéndose como viga-losa-cajón. Al final, se efectúa un análisis económico entre las dos propuestas tomando como referencia los precios de los materiales, mano de obra y maquinaria en el Ecuador y así poder determinar la variante más ventajosa. En la metodología utilizada, además de la AASHTO [4], se tomaron en cuenta aspectos y criterios destacados por Rodríguez [14], Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú [15] y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG [16]. En términos de análisis sísmico se consideran criterios presentados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS [17], ASCE/SEI 41-23 [18], Gombosuren [19] y Wei et al. [20].

2. MÉTODO

2.1 MATERIALES

La AASHTO [4] expone que la resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días () para postensado no

debe ser menor que 28 MPa y solo se podrán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite y se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades y, además, si las condiciones locales lo permiten. Para determinar el módulo de elasticidad del hormigón) de peso normal, se usa una expresión matemática basada en investigaciones, la cual se presenta en la ecuación (1).

$$Ec = 9115 \cdot f'c^{0.33} [MPa] \quad (1)$$

Las barras para el acero de refuerzo deben ser corrugadas, excepto para estribos cerrados y mallas metálicas en los cuales se podrá emplear barras lisas. La fluencia nominal para acero de refuerzo (f_y), no debe ser inferior de 420 MPa ni superior a 520 MPa. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo no presforzado, (E_s), puede asumirse como 200 000 MPa. El módulo de elasticidad para acero presforzado (E_p) puede ser considerado como de 197 000 MPa para torones y 207 000 MPa para barras, en algunos casos puede ser necesario valores más exactos obtenidos de ensayos de laboratorio o informes entregados por el fabricante [4].

En la Tabla 1 se presentan las características de monotorones de presfuerzo grado 270 – baja relajación que se usan en Ecuador.

Tabla 1.

Características torones de presfuerzo grado 270 – baja relajación en Ecuador

| Diámetro (mm) | Número de Alambres | Tracción mínima a la rotura (kN) | Área mínima (mm ²) | Masa Aproximada (kN/km) |
|---------------|--------------------|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------|
| 12.7 | 1x7 | 183.7 | 98.7 | 7.77 |
| 15.24 | 1x7 | 260.7 | 140 | 11.04 |

2.2 LÍMITES DE PRESFUERZO PARA EL ACERO DE PRETENSADO

La norma AASHTO [4] establece que el límite de esfuerzo a la tracción de los tendones debido al presforzado en los estados límites de resistencia, servicio y evento extremo no debe exceder los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes, y los valores especificados en la Tabla 2.

Tabla 2.

Límites de esfuerzo para tendones de pretensado y postensado [4]

| Condición | Tipo de tendón | | |
|---|----------------------------------|----------------------------|---|
| | Barras lisas de alta resistencia | Cables de baja relajación. | Barras de alta resistencia conformadas. |
| Pretensado | | | |
| Inmediatamente antes de la transferencia | 0.70 f_{pu} | 0.75 f_{pu} | - |
| En estado límite de servicio después de las pérdidas | 0.80 f_{py} | 0.80 f_{py} | |
| Postensado | | | |
| Antes del acuñamiento, se puede permitir a corto plazo | 0.90 f_{py} | 0.90 f_{py} | 0.90 f_{py} |
| En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuñamiento de los anclajes | 0.70 f_{pu} | 0.70 f_{pu} | 0.70 f_{pu} |
| En otros sitios a lo largo de la longitud del miembro, alejado de los anclajes y acopladores inmediatamente después del acuñamiento | 0.70 f_{pu} | 0.74 f_{pu} | 0.70 f_{pu} |
| En estado límite de servicio después de las pérdidas | 0.80 f_{py} | 0.80 f_{py} | 0.80 f_{py} |

Además, para el postensado, se permite utilizar durante cortos períodos de tiempo antes del acuñamiento para compensar las pérdidas por fricción y acuñamiento, solo si no se sobrepasan los valores expuestos en la Tabla 2, donde y se corresponden con el esfuerzo a tensión de fluencia y último respectivamente del acero de pretensado.

2.3 LÍMITES DE ESFUERZOS PARA EL HORMIGÓN

El límite de compresión antes de las pérdidas del hormigón presforzado, incluido los puentes construidos en voladizos sucesivos, será de , donde es la resistencia a

la compresión del hormigón en el momento del tensado de los cables o torones de presfuerzo. En ausencia de datos experimentales puede tomarse como . Los esfuerzos de compresión del hormigón inmediatamente después de las pérdidas se evaluarán utilizando la combinación de carga en estado límite de Servicio I, de acuerdo con la Tabla 3. El factor de reducción de carga, (), se podrá considerar igual a 1.0 cuando las relaciones de esbeltez de las almas y alas, determinadas conforme al Artículo 5.6.4.7.1 de la AASHTO [4], no sean mayores que 15. Cuando la relación de esbeltez es mayor a 15, el factor de reducción , deberá ser calculado de acuerdo con el Artículo 5.6.4.7.2.

Tabla 3 .

Límites para el esfuerzo de compresión del concreto presforzado después de las pérdidas [4]

| Ubicación | Esfuerzo límite |
|--|----------------------------------|
| Debido a la suma de tensión efectiva de presforzado y cargas permanentes | $0.45 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$ |

2.4 PÉRDIDAS TOTALES EN LA FUERZA DE POSTENSADO

Las pérdidas del presforzado se clasifican en pérdidas instantáneas y pérdidas diferidas, las cuales dependen del tiempo. El estudio de las pérdidas también se realiza con el fin de que se pueda determinar la fuerza del presforzado o tensión que actúa sobre la sección de hormigón en cualquier etapa de la vida útil del elemento. Además, cabe aclarar que las pérdidas se manifiestan en formas diferentes y con características propias que dependen del tipo de técnica de presforzado del hormigón. De este modo las pérdidas para el postensado pueden considerarse como se muestra en la ecuación (2), la cual es la presentada por la AASHTO [4]:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (2)$$

Donde:

Δf_{pT} Pérdidas totales (MPa)

Δf_{pF} Pérdidas iniciales por fricción (MPa)

Δf_{pA} Pérdidas iniciales por asentamiento o penetración de anclajes (MPa)

Δf_{pES} Suma de todas las pérdidas iniciales o ganancias debidas al acortamiento o extensión elástica en el momento de la aplicación del presforzado y/o cargas externas (MPa)

Δf_{pLT} Pérdidas debidas a la contracción a largo plazo y debido a la fluencia del hormigón, y relajación del acero (MPa)

Las pérdidas instantáneas suceden durante el proceso de tensado de la armadura activa e inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de presforzado al

elemento de hormigón, entonces para el postensado las pérdidas instantáneas más frecuentes son las siguientes:

a. Pérdidas del conjunto de anclaje debido al asentamiento o penetración los mismos (Δf_{pA}).

b. Pérdidas por fricción a lo largo de los ductos, o de las sillas de apoyo si se trata de postensado no adherente (Δf_{pF}).

c. Pérdidas por acortamiento elástico instantáneo del hormigón (Δf_{pES}).

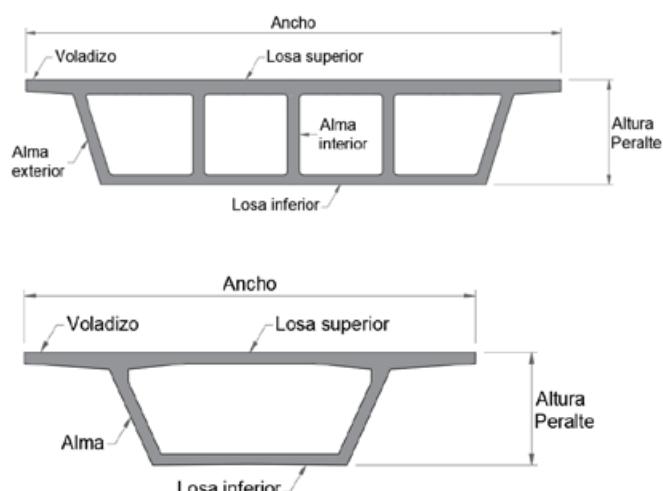
Las pérdidas que dependen del tiempo (Δf_{pLT}) se producen debido a la fluencia lenta y contracción a largo plazo del hormigón, y a la relajación del acero de elementos postensados. En los Artículos 5.9.3.3 y 5.9.3.4 de la norma AASHTO [4], se establece un método aproximado y un método refinado respectivamente para el cálculo de las pérdidas dependientes del tiempo o al largo plazo. Estos métodos serán aplicables conforme a las condiciones de cada proyecto.

2.5 PUENTES VIGA-LOSA-CAJÓN

Las secciones de vigas y losa unidas integralmente formando una sección cajón son elementos de concreto postensado o pretensado, de peralte constante o variable dependiendo de la luz que se necesite cubrir y por su forma presentan un aspecto arquitectónico agradable a la vista. Estas secciones están conformadas por una losa superior, dos o más almas, y una losa inferior. Las secciones transversales de la superestructura de puentes viga-losa-cajón postensadas pueden ser de múltiples celadas o de celda única, como se muestra en la Figura 1.

Figura 1 .

Viga-losa-cajón de múltiples celadas (Arriba) y viga-losa-cajón de una celda (Abajo)



Los componentes básicos de la sección transversal son:

- Losa superior: toda la losa de hormigón incluidas las partes entre las almas internas y los voladizos fuera de las almas exteriores.

- Voladizos: salientes de la losa superior.
- Almas o vigas: pueden ser interiores o exteriores, verticales o inclinadas.
- Losa inferior: conecta las almas en la parte inferior y cierra la sección.

Este tipo de secciones, debido a su configuración estructural, son ideales para puentes de grandes luces y es así que a partir de los 30 m de longitud se empieza a compensar su dificultad constructiva frente a otras configuraciones de sección transversal de puentes. Son eficientes para resistir esfuerzos de flexión positivos y negativos puesto que las losas superiores e inferiores absorben la mayoría de estos esfuerzos, asimismo estas secciones poseen una mayor rigidez torsional debido a su condición de sección cerrada que en la mayoría de casos evita utilizar diafragmas intermedios [21]. Otra ventaja es que al tener una gran rigidez transversal permite reducir al mínimo el espesor de las paredes por lo que se logran secciones más delgadas y esbeltas [2].

Sin embargo, tiene como desventajas que para luces pequeñas las dificultades de ejecución y construcción, no se compensan con las ventajas estructurales y reducción de peso que ofrecen. Si la construcción se realiza in situ es necesario de mucha obra falsa, cimbras y encofrados trayendo complejidad en la construcción. De esta manera el rendimiento en la construcción de este tipo de puentes puede complicarse y en consecuencia se requiera emplear mucha mano de obra y maquinaria especializada. Además, si la construcción se realiza in situ mediante el método de volados sucesivos o construcción en voladizo es necesario contar con un encofrado móvil, a parte, si la sección es de peralte variable hay que tomar en cuenta esta variación haciendo más laboriosa su construcción en relación a puentes de otras tipologías como los puentes de losas sobre vigas. En el caso de construcción con elementos prefabricados se requiere de una superficie extra de trabajo para la construcción de los segmentos prefabricados, y si estas instalaciones no se encuentran cerca del sitio de construcción del puente se debe realizar mayores gastos de transporte. Adicionalmente, es preciso el uso de equipos tecnológicos avanzados como una estructura de soporte para la construcción y una grúa para instalar los elementos prefabricados [21].

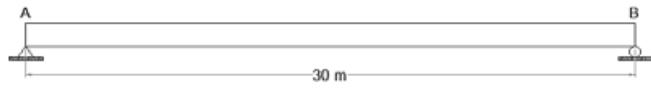
3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 CONSIDERACIONES INICIALES

Partiendo que el objetivo del trabajo es determinar la variante más ventajosa empleando vigas postensadas o viga losa cajón para su uso en intercambiadores sobre avenidas del Ecuador, se diseñó un puente de 30 m de longitud considerando que se encuentra apoyado en los estribos y

sin apoyos intermedios, permitiendo esto último que no existan pilas en el separador central. El ancho es de 9 m conformado por dos vías de 3.6 m cada una, un carril para cada sentido del tráfico vehicular, con barreras de 0.40 m de ancho a ambos lados del puente, bermas de 50 cm a cada lado, sin veredas y sin parterre intermedio. La sección longitudinal del puente se muestra en la Figura 2.

Figura 2
Sección longitudinal del puente



3.2 PUENTE LOSA SOBRE VIGAS POSTENSADAS

Para el diseño de cada miembro estructural de esta solución se ha tomado en cuenta lo explicado en la AASHTO [4] obteniéndose las siguientes dimensiones: una losa de 20 cm de espesor, vigas exteriores de 1.60 m de altura y 0.60 m de ancho y vigas interiores de 1.60 m de altura y 0.40 cm de ancho. Esto se muestra en la Figura 3. Para el cálculo resistente se ha utilizado una herramienta de cálculo con el fin de facilitarlos, la cual no es parte de este artículo. Los resultados del armado de la losa se presentan en la Figura 4.

Figura 3
Sección transversal del puente losa sobre vigas

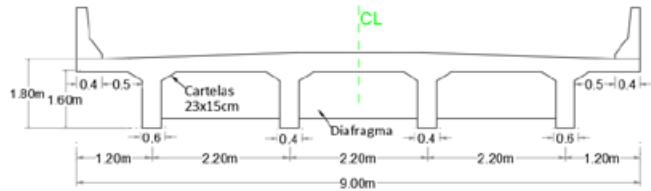
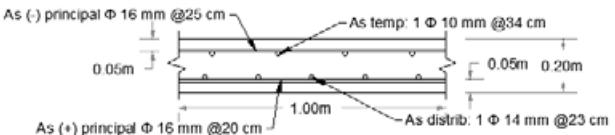


Figura 4
Armado de la losa



Para el trazado de vigas se tomó en cuenta el tipo de apoyo del puente, pues, el trazado de postensado debe seguir la forma del diagrama de momentos que soporta este. En este caso se tiene un puente simplemente apoyado en sus extremos con un diagrama de momentos de forma parabólica con un valor máximo en el centro de la longitud y cero en los extremos. Con esto en consideración, el tra-

zado de los cables de postensado es de forma parabólica empezando y terminando a la altura del eje neutro del puente y con valor máximo en el centro a una distancia de 15 m de los apoyos. El Trazado de cables de postensado se muestra en la Figura 5. Los resultados del armado de las vigas exteriores se presentan en la Figura 6 y de las interiores en la Figura 7. En el caso de la armadura de refuerzo, el armado mínimo resultó suficiente para cumplir con los requisitos de resistencia, además de favorecer el proceso constructivo al optimizar la disposición y colocación del refuerzo.

Figura 5

Trazado de cables de postensado. Dimensiones en metros

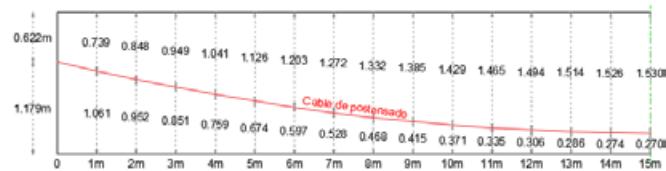


Figura 6

Armado de las vigas exteriores

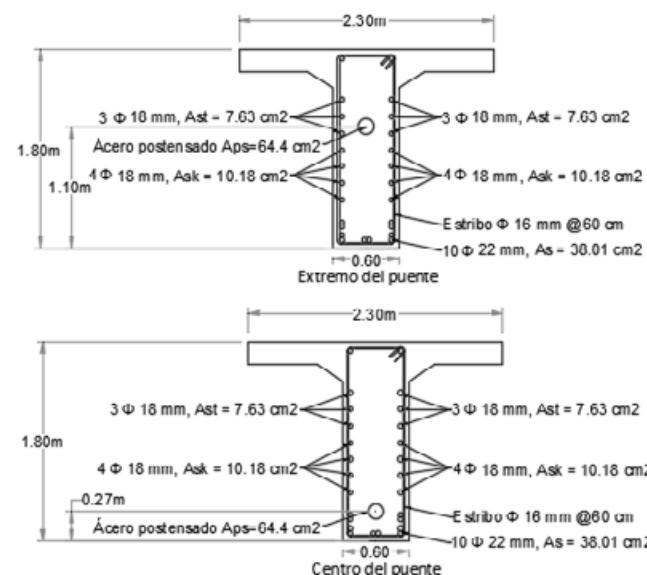
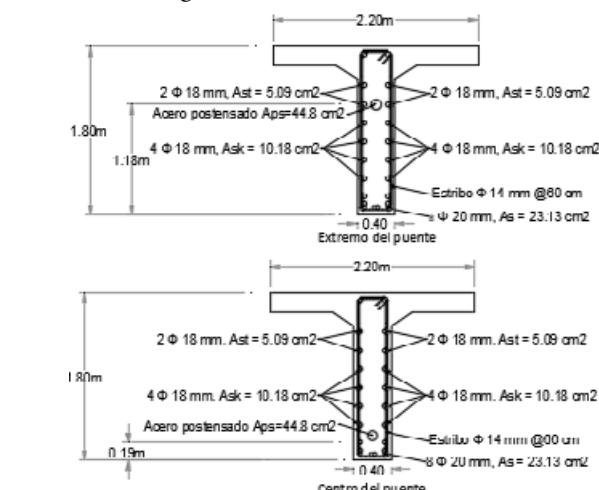


Figura 7

Armado de las vigas interiores



3.3 PUENTE VIGA-LOSA-CAJÓN

Las consideraciones iniciales, tanto de longitud como de carga, son las mismas que para el puente losa sobre vigas postensadas. Se ha realizado un prediseño de la sección del puente basándose en la norma AASHTO [4], quedando como resultado la sección que se muestra en la Figura 8. Para el diseño se ha utilizado el software CSI Bridge, versión de prueba [22], especializado en diseño de puentes, en el cual se ha introducido las dimensiones antes especificadas y las características de los materiales. El modelo puente viga-losa-cajón en software de diseño se presenta en la Figura 9.

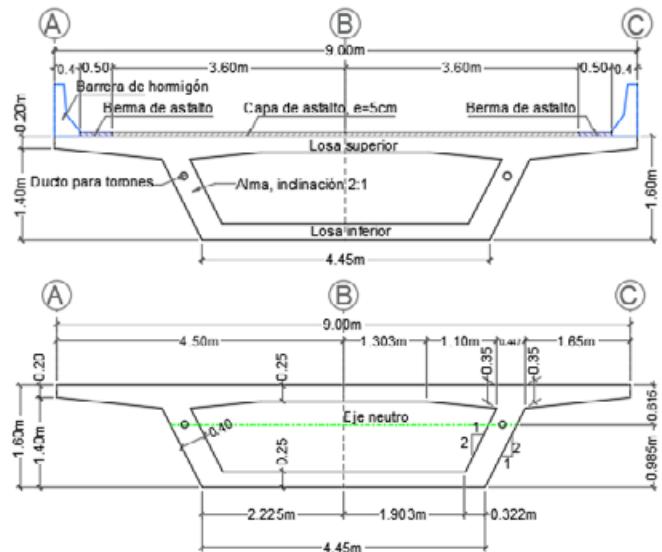
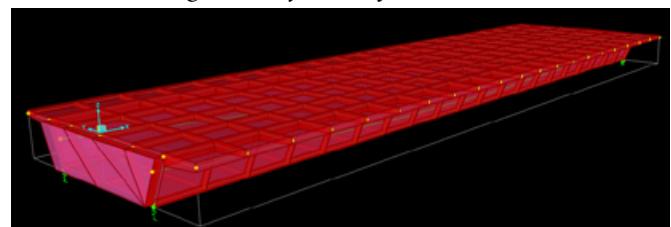


Figura 9

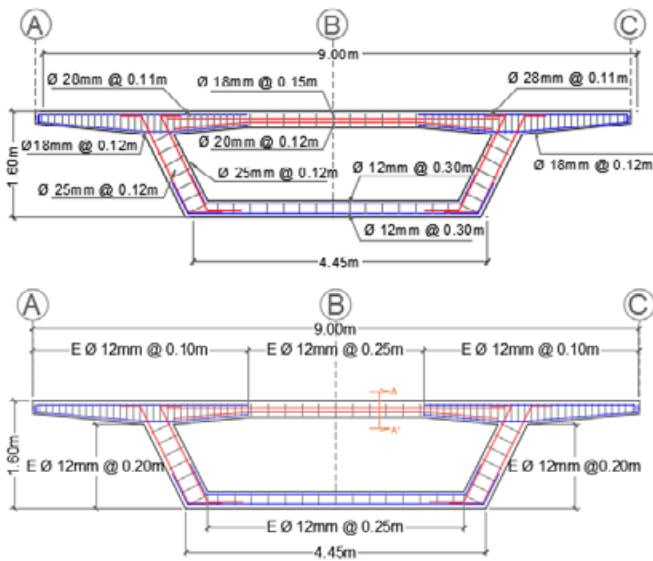
Modelo Puente viga-losa-cajón en software de diseño



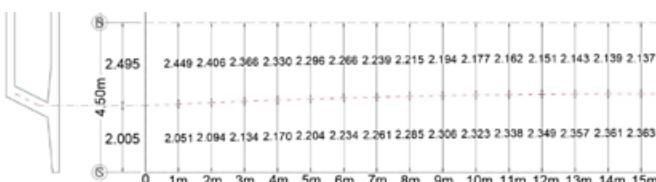
Una vez analizado se procede a calcular su armado reallizándose un análisis transversal de la sección del puente para asegurarse de que este soporte las cargas requeridas. En la Figura 10 se muestra el armado. El trazado de los cables de postensado en esta solución toma la misma consideración respecto al tipo de apoyo del puente, sin embargo, en el caso de este el trazado también tiene una inclinación en sentido "x" además del sentido "y" como se muestra en la Figura 11, donde solo se representa la mitad de la viga, debido a que la otra mitad por simetría es igual.

Figura 10

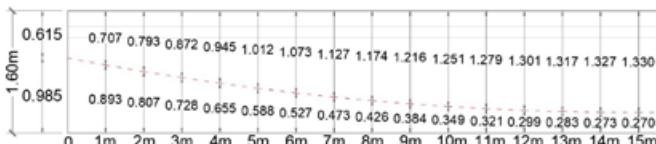
Armado de sección transversal de puente viga-losa-cajón.

**Figura 11**

Vista superior y lateral del trazado de cables de postensado. Dimensiones en metros



Vista superior.



Vista lateral

En el modelo de la sección transversal se optó por utilizar puntos de inserción para realizar la conexión entre la losa superior y las almas, en lugar de hacer una conexión directa de eje a eje, ya que de este modo se pretende realizar una mejor aproximación a las condiciones reales de la unión entre estos elementos. Se hace hincapié en esta parte debido a que la losa superior tiene una sección transversal de peralte variable y las almas se conectan a la losa superior en la parte de mayor peralte de la losa, por lo que, realizar una conexión de eje a eje no es la opción más aconsejable debido a que se agrega más sección o material en las uniones, por ende, se aumenta el peso del modelo, y además no se consideran los efectos que produce la sección peraltada en los momentos. Por otro lado, para garantizar que las almas se conecten en la parte inferior de mayor peralte de la losa superior, en el

modelo se utilizan puntos de inserción con el propósito de que se transmitan las mismas deformaciones entre los elementos en los puntos de interés y de esta manera tener conexiones que se asemejan a las condiciones constructivas reales.

3.4 COMPARACIÓN ECONÓMICA

El análisis del costo de ambas superestructuras obtiene un punto importante en el presente trabajo pues al comprobar que ambas opciones soportan de manera eficiente las cargas solicitadas, el tiempo de construcción y el costo final de la estructura juegan un papel determinante en la elección de la mejor variante de puente. En la tabla 4 se muestra la comparación económica entre las 2 soluciones usando los costos de Ecuador y considerando solo la parte estructural de la superestructura. Para el proceso de postensado multi torón es necesario importar los equipos y elementos necesarios como son: el gato hidráulico y los elementos de anclaje, debido a que, en Ecuador no existe disponibilidad de estos equipos, razón por la cual en el análisis de precios unitarios se ha considerado los costos de exportación desde una empresa ubicada en Colombia. La variante con vigas postensadas utilizó un volumen de hormigón de 164.30 m³, un peso del acero de refuerzo de 146.97 kN y del acero de presfuerzo de 55.12 kN. En cambio, para el caso de la losa-viga-cajón fueron 137.11 m³, 347.49 kN y 48.05 kN respectivamente.

Tabla 4

Presupuesto de general de ambas estructuras

| Tipo de solución | Costo (USD) | Diferencia |
|-------------------------------------|--------------|-------------|
| Puente Losa sobre vigas postensadas | \$117 089.36 | \$42 819.45 |
| Puente Losa-viga-cajón | \$159 908.81 | |

En lo referente a tiempo de construcción se ha determinado con ayuda de un diagrama de Gantt para cada tipo de puente. Los tiempos de ejecución finales se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5

Tiempo de ejecución de general de ambas estructuras

| Tipo de solución | Tiempo de Ejecución | | |
|-------------------------------------|---------------------|---------|------|
| | Meses | Semanas | Días |
| Puente Losa sobre vigas postensadas | 2.9 | 12 | 60 |
| Puente Losa-viga-cajón | 3.9 | 16.4 | 82 |

Observando el proceso de diseño y el análisis económico, se llega a cumplir el objetivo de esta investigación, obser-

vándose que la variante losa-viga-cajón, aunque tienen una apariencia arquitectónica mejor, es más costosa 1.36 veces mayor que usando vigas postensadas, sirviendo esto de guía para que los proyectistas puedan decidir qué solución van a utilizar

4. CONCLUSIONES

En el diseño del puente losa sobre vigas postensadas se puede observar que las vigas internas tienen una base de 40 cm, mientras que las vigas exteriores poseen una base 60 cm, debido a que, si se mantiene una base de 40 cm para las vigas externas no se cumple con el chequeo de los módulos de sección mínimos y tampoco con el estado límite de Resistencia I, ya que los momentos que se producen en las vigas exteriores son mayores que en las vigas interiores. En consecuencia, se tuvo que aumentar la base de las vigas externas a 60 cm para no tener aumentar el peralte de la viga, opción poco factible, y tampoco aumentar el número de vigas principales que provocaría un rediseño total del puente. Esto conlleva a que el momento de diseño () de las vigas externas sea 1.46 veces mayor que el momento último actuante.

Para el análisis del puente losa sobre vigas postensadas se ha considerado unas pérdidas totales iniciales del 20 % en los cables y cuando se han realizado los cálculos respectivos para las pérdidas debido al postensado, éstas han variado al 19.95 % de pérdidas totales para las vigas internas y el 19.73 % para las vigas externas, por lo que, al ser menores que el porcentaje de pérdidas asumido inicialmente, no es necesario realizar un rediseño. En cambio, para la variante viga-losa-cajón el programa en el que se ha diseñado calcula automáticamente las pérdidas debido al postensado dando como resultado unas pérdidas totales del 18.75 %. Como se puede notar las pérdidas debido al postensado en puentes son relativamente altas en comparación con el 10 % de pérdidas para edificios que suele ser recomendado en varias bibliografías, por lo que es preciso realizar los cálculos correspondientes para determinar las pérdidas debido al postensado, ya que de otro modo si se toman porcentajes tan bajos de pérdidas el diseño de puentes en hormigón postensado sería incorrecto.

En lo referente a los tiempos de construcción, la solución viga-losa-cajón presenta cronograma que excede con 22 días laborables al cronograma de la variante losa sobre vigas postensadas. Esto se debe a la dificultad tanto en el encofrado como en la colocación de la armadura, por lo cual, la variante losa sobre vigas representa una mejor opción en este apartado, debido a que tiene un ahorro de tiempo del 29 % en comparación a la viga-losa-cajón.

Al momento de determinar los costos indirectos en el análisis de precios unitarios uno de los factores más importantes es la ubicación del proyecto, pues, de esto depende el aumento o disminución de los costos en

logística, transporte de materiales y personal, arriendo de bodegas y terrenos durante la construcción, etc. Razón por la cual los costos indirectos pueden ir desde un 20 % en una buena ubicación hasta un 35 % en una ubicación desfavorable del proyecto.

El costo del puente viga-losa-cajón supera al costo del tipo losa sobre vigas en un 36.57 % y esta diferencia en costo se debe principalmente a que el viga-losa-cajón necesita más acero de refuerzo en sentido transversal. También el mayor costo de este último se debe a su geometría la cual implica que la construcción de este tipo de puentes sea más complicada y por esta razón, en el análisis de precios unitarios para rubros similares como es el caso del hormigón, encofrado, desencofrado y armado, el costo por rubro aumenta.

En base al diseño y análisis económico que se ha realizado para el puente losa sobre vigas postensadas y el viga-losa-cajón en hormigón postensado, se ha evidenciado que, para una longitud de 30 m, típica para puentes tipo paso elevados sobre avenidas en el Ecuador, donde es más conveniente no usar pilas intermedias, el puente losa sobre vigas representa la mejor opción desde el punto de vista constructivo y económico. Sin embargo, en muchas ciudades se opta por la solución viga-losa-cajón por razones estéticas, ya que su forma o geometría es más atractiva arquitectónicamente y realza los espacios urbanos.

REFERENCIAS

- [1] NEVI, *Especificaciones Generales Para la Construcción de Caminos y Puentes*, vol. III, Quito, Ecuador.
- [2] J. C. Araújo, *Diseño de un puente de hormigón pretensado en volados sucesivos: comparación de diseño y costo de construcción entre el puente diseñado y el puente construido en acero y hormigón postensado sobre la quebrada de Gualo*, Universidad San Francisco de Quito, Ecuador, 2011.
- [3] D. Huang y B. Hu, "Concrete Segmental Bridges: Theory, Design, and Construction to AASHTO LRFD Specifications", CRC Press, First Edition, Boca Raton, USA, 2020. <https://doi.org/10.1201/9780429485473>
- [4] AASHTO, *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 9th Edition, Washington DC, USA, 2020.
- [5] A. Arévalo, *Diseño y comparación económica de la superestructura de un puente de un solo vano considerando variantes de losa con vigas de hormigón postensado y vigas de acero*, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador, 2023. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/24955>
- [6] A. Rodríguez Serquén, *Puentes con AASHTO LRFD 2020*, 9na Edición, Perú, 2022.
- [7] ACI CODE-318-19, *Building Code Requirements for*

- Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, USA, 2022.
- [8] J. A. Hernández y J. J. Hernández, *Hormigón Estructural. Diseño por Estados Límites (Parte III)*, Habana, 2011.
- [9] A. Torres y F. Morales, *Sistemas constructivos: Hormigón pretensado y postensado*, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay, 2011.
- [10] J. Benavides, M. Díaz, L. Hernández y E. Mora, “Evaluación estructural de un puente en la ruta Spondylus del Ecuador”, Revista Ciencia y Construcción, Vol. 3(3), pp. 6-18, 2022.
- [11] J. C. Mediavilla, L. Hernández y M. Molina, “Reforzamiento de la superestructura de un puente tipo viga losa de hormigón armado”, Revista Ciencia y Construcción, Vol.4(4), pp. 23-34, 2023.
- [12] B. Galarza, M. Llumiquinga, L. Hernández, E. Mora y M. Molina, “Evaluación estructural de un puente sobre un río en la costa ecuatoriana”, Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones, Vol. 7(1), pp. 55-87, 2024.
- [13] K. Solís, L. Hernández, I. Águas y P. Pinto, “Evaluación estructural de la superestructura de un puente existente tipo viga losa de hormigón armado en Ecuador”, Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones, 7(2), pp. 1-37, 2024. <https://doi.org/10.22206/cyap.2024.v7i2.3273>
- [14] M. K. Rodríguez, *Diseño de un puente tipo losa y puente viga losa hasta 20m de luz, en el Distrito de Chilca-2017*, Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Continental, Huancayo, Perú, 2019. <https://hdl.handle.net/20.500.12394/5486>
- [15] Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú, *Manual de Puentes*, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, Perú, 2018.
- [16] NEC-SE-CG, *Cargas Generales*, Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador, 2024.
- [17] NEC-SE-DS, *Peligro sísmico diseño sismo resistente*, Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador, 2015.
- [18] ASCE/SEI 41-23, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, Virginia, USA, 2023.
- [19] D. Gombosuren y T. Maki, “Effect of Joint Flexibility on Seismic Performance of a Reinforced Concrete Ductile Moment-Resisting Frame”, Advances in Materials Science and Engineering, Article ID 6858283, 2022. <https://doi.org/10.1155/2022/6858283>.
- [20] F. Wei, H. Chen y Y. Xie, “Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio”, Journal of Building Engineering, Vol. 45, Article ID 103602, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103602>
- [21] H. Alosilla, *Proceso constructivo de viaducto con viga cajón postensada de sección variable, cimentado sobre pilotes excavados - proyecto tren eléctrico*, Vol. TOMO I: Universidad Nacional De Ingeniería, Lima, Perú, 2015.
- [22] CSI Bridge, *Software*, versión de prueba, Computers and Structures, Inc., 2024 <https://www.csiamerica.com/products/csibridge>