

Efecto de la componente vertical de un grupo de sismos propios del territorio colombiano, en la respuesta estructural de un puente viga – losa continuo, de dos luces y apoyado en un pórtico intermedio.

Slaydermann Fernando Correa Jiménez

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director

Gustavo Chio Cho

PhD. Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

Codirector

José Miguel Benjumea Royero

PhD. Ingeniería Civil y Ambiental

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2023

Dedicatoria

El presente trabajo va dedicado especialmente a mi madre Beatriz Jiménez Leal, a mi padre Fernando Correa Pamplona y a mi hermana Litza Milena Correa Jiménez, quienes fueron mis principales apoyos y mis más grandes motivaciones para lograr culminar este proceso de formación como ingeniero civil.

Dedico un saludo a los docentes Gustavo Chio Cho y José Miguel Benjumea Royero, quienes hicieron parte importante en la concepción de este trabajo, desde su papel de directores, y a todos los docentes que aportaron su conocimiento para mi formación ética y profesional a lo largo del pregrado.

Por último, envío un saludo a cada una de las personas que hicieron presencia y formaron parte de algún momento agradable vivido a lo largo de este proceso.

Slaydermann Fernando Correa Jiménez

Agradecimientos

Un especial agradecimiento a los docentes Gustavo Chio Cho y José Miguel Benjumea Royero por su trabajo realizado en la dirección y codirección del presente proyecto de grado.

Un agradecimiento a la Universidad Industrial de Santander por sus servicios prestados, a través de los docentes y demás funcionarios, en la realización del presente trabajo de grado.

Finalmente, un inmenso agradecimiento a mi familia y conocidos que brindaron su apoyo para lograr culminar este objetivo académico.

Slaydermann Fernando Correa Jiménez

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción	12
1. Objetivos	14
1.1 Objetivo General	14
1.2 Objetivos Específicos.....	14
2. Metodología	15
2.1 Tipo de puente y método constructivo.....	15
2.2 Parámetros de selección de registros sísmicos.....	17
2.3 Método de escalamiento de registros sísmicos	18
2.4 Aspectos generales del caso estudiado	20
2.4.1 Geometría del puente	20
2.4.2 Propiedades de los materiales y rigidez en apoyos.....	23
2.4.3 Cargas muertas.....	24
2.4.4 Registros sísmicos seleccionados	24
2.4.5 Caracterización de la amenaza sísmica.....	26
2.4.6 Modelo computacional.....	27
2.4.7 Comparación de respuestas sísmicas	30
2.4.8 Elementos y respuestas estructurales de interés.....	31
3. Resultados y análisis	34
3.1 Respuesta Modal.....	34
3.2 Registros sísmicos escalados	35
3.3 Respuestas sísmicas en la superestructura	40

3.3.1 Vigas	40
3.3.2 Diafragma de continuidad.....	44
3.4 Respuestas sísmicas de la subestructura	46
3.4.1 Análisis de la viga cabezal.....	46
3.5 Apoyos	49
3.5.1 Reacción vertical en la base de los pilares.....	49
3.5.2 Reacciones verticales en apoyos de vigas.....	50
3.5.3 Deformación axial en apoyos de vigas	51
4. Conclusiones.....	52
5. Sugerencias	55
Referencias.....	56
Apéndices.....	59

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. <i>Propiedades de los materiales y rigidez en apoyos.</i>	23
Tabla 2. <i>Cargas muertas en el modelo.</i>	24
Tabla 3. <i>Registros sísmicos seleccionados.</i>	26
Tabla 4. <i>Parámetros sísmicos para la ciudad de Bucaramanga en un perfil de suelo tipo C.</i> ...	27
Tabla 5. <i>Esquema de las etapas constructivas modeladas.</i>	30
Tabla 6. <i>Respuesta modal de la estructura.</i>	34
Tabla 7. <i>Escalamiento y nomenclatura de los registros sísmicos.</i>	35
Tabla 8. <i>Variación en magnitud del momento flector en la viga.</i>	41
Tabla 9. <i>Variación en magnitud de la fuerza cortante máxima en la viga.</i>	43
Tabla 10. <i>Variación en magnitud de la deflexión en la luz de la viga.</i>	43
Tabla 11. <i>Fuerza cortante en diafragma de continuidad.</i>	44
Tabla 12. <i>Momento flector negativo en diafragma de continuidad.</i>	45
Tabla 13. <i>Momento flector positivo en diafragma de continuidad.</i>	46
Tabla 14. <i>Momento flector positivo en viga cabezal.</i>	47
Tabla 15. <i>Momento flector negativo en viga cabezal.</i>	48
Tabla 16. <i>Reacciones verticales en la base de los pilares.</i>	50
Tabla 17. <i>Variación en magnitud de las reacciones verticales en los apoyos de vigas.</i>	51
Tabla 18. <i>Variación en magnitud para apoyos de vigas.</i>	52

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. <i>Clasificación de puentes según el material de la superestructura.</i>	13
Figura 2. <i>Esquema de puente viga-losa continuo.</i>	15
Figura 3. <i>Detalle de refuerzo en continuidad mediante diafragma in situ.</i>	17
Figura 4. <i>Esquema transversal del puente estudiado.</i>	21
Figura 5. <i>Vista lateral de la parte central del puente.</i>	22
Figura 6. <i>Sección transversal dimensionada de las vigas.</i>	22
Figura 7. <i>Espectro sísmico de diseño - Bucaramanga, suelo C.</i>	27
Figura 8. <i>Modelo computacional en Midas Civil.</i>	28
Figura 9. <i>Enlaces de conexión entre vigas y apoyos sobre viga cabezal.</i>	29
Figura 10. <i>Puntos de análisis para momentos y deflexiones en la viga.</i>	32
Figura 11. <i>Puntos de análisis para fuerzas cortantes en la viga.</i>	32
Figura 12. <i>Puntos de análisis para el diafragma de continuidad.</i>	32
Figura 13. <i>Puntos de análisis en la viga cabezal.</i>	33
Figura 14. <i>Puntos de análisis para reacciones y desplazamientos en apoyos.</i>	34
Figura 15. <i>Espectros sísmicos horizontales escalado.</i>	36
Figura 16. <i>Espectros sísmicos verticales escalados.</i>	36
Figura 17. <i>Componente EW original y escalada para R1</i>	37
Figura 18. <i>Componente NS original y escalada para R1.</i>	37
Figura 19. <i>Componente V original y escalada para R1.</i>	37
Figura 20. <i>Componente EW original y escalada para R2.</i>	38

Figura 21. <i>Componente NS original y escalada para R2.</i>	38
Figura 22. <i>Componente V original y escalada para R2.</i>	38
Figura 23. <i>Componente EW original y escalada para R3.</i>	39
Figura 24. <i>Componente NS original y escalada para R3.</i>	39
Figura 25. <i>Componente V original y escalada para R3.</i>	39
Figura 26. <i>Variación porcentual del momento flector en viga.</i>	41
Figura 27. <i>Variación porcentual de la fuerza cortante en la viga.</i>	42
Figura 28. <i>Variación porcentual de la deflexión en luz de la viga.</i>	43
Figura 29. <i>Variación porcentual de la fuerza cortante en la viga cabezal.</i>	49
Figura 30. <i>Variación porcentual de las reacciones verticales en los apoyos de viga.</i>	50
Figura 31. <i>Variación porcentual de la deformación axial en apoyos de viga.</i>	52

Lista de Apéndices

	pág.
Apéndice A. Detalles del modelo computacional desarrollado en Midas Civil 2022.	59

Resumen

Título: Efecto de la componente vertical de un grupo de sismos propios del territorio colombiano, en la respuesta estructural de un puente viga – losa continuo, de dos luces y apoyado en un pórtico intermedio*

Autor: Slaydermann Fernando Correa Jiménez**

Palabras Clave: Puente viga – losa, superestructura continua, diafragma de continuidad, componente vertical sísmica.

Descripción: La presente investigación tiene como objetivo determinar los efectos estructurales inducidos por la componente vertical sísmica en los principales elementos estructurales que componen un puente de tablero de viga y losa continuos de dos luces simétricas simplemente apoyadas, respecto al caso en que no se considera dicha componente vertical del sismo. Se describe el proceso constructivo necesario para garantizar la continuidad de la superestructura mediante un diafragma vaciado in situ y se expone el modelo computacional desarrollado en el programa MIDAS CIVIL con el cual se obtuvieron los resultados para realizar la respectiva comparación de las fuerzas internas y los desplazamientos. Adicionalmente se presenta el proceso de selección y escalado de los registros sísmicos utilizados en el estudio, en el cual se escogieron tres sismos a nivel nacional que cumplieran con los parámetros de selección establecidos y se inspeccionó el error cuadrático medio reportado para la diferencia entre el espectro propio de cada registro sísmico y el espectro de diseño de la ciudad de Bucaramanga, arrojando errores entre 0.08 y 0.18, y escalas de entre 0.34 y 2.21. Finalmente, se observó que la zona más crítica por culpa de la incidencia de la componente vertical sísmica fue la continuidad de las vigas de la superestructura, la cual reportó entre un 61% a 91% de aumento en sus momentos flectores negativos. También se pudo visualizar que, en los momentos positivos en las luces de las vigas, en los cortantes cercanos a los apoyos de estas mismas, y en las reacciones verticales de los apoyos, el aumento fue de entre un 7% a 15%. Las variaciones porcentuales por debajo de los valores ya mencionados se consideraron de menor afectación para la estructura.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho. Doctor en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Codirector: José Miguel Benjumea Royero. PhD en Ingeniería Civil y Ambiental.

Abstract

Title: Effect of the vertical component of an earthquake group typical of the Colombian territory, on the structural response of a continuous beam-slab bridge, with two spans and supported on an intermediate portico*

Author: Slaydermann Fernando Correa Jiménez**

Key Words: Beam-Slab bridges, continuous superstructure, continuity diaphragm, seismic vertical component.

Description: The objective of this investigation is to determine the structural effects induced by the contemplation of the seismic vertical component in the elements that make up a continuous beam-slab bridge with two simply supported symmetrical spans, compared to the case in which said vertical component is not contemplated. The construction process necessary to guarantee the continuity of the superstructure by means of a diaphragm cast in situ is described and the computational model developed in the MIDAS CIVIL program is exposed, with which the results were obtained to carry out the respective comparison of internal forces and displacements. Additionally, the selection and scaling process of the seismic records used in the study is presented, in which three earthquakes were chosen at the national level that met the established selection parameters and the mean square error reported for the difference between the spectrum characteristic of each seismic record and the design spectrum of the city of Bucaramanga, yielding errors between 0.08 and 0.18, and scales between 0.34 and 2.21. Finally, it was observed that the most critical area due to the incidence of the vertical seismic component was the continuity of the superstructure beams, which reported a 61% to 91% increase in their negative bending moments. It was also possible to see that, in the positive moments in the spans of the beams, in the shears close to their supports, and in the vertical reactions of the supports, the increase was between 7% and 15%. Percentage variations below the aforementioned values were considered to be of less affectation for the structure.

* Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho. Doctor en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Codirector: José Miguel Benjumea Royero. PhD en Ingeniería Civil y Ambiental.

Introducción

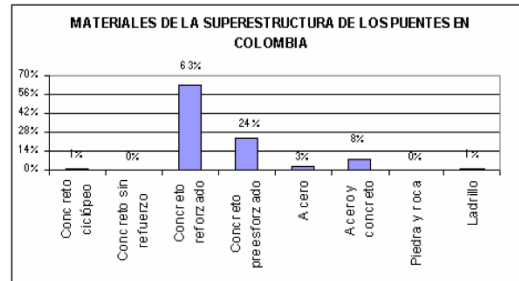
Generalmente en el diseño de estructuras de concreto reforzado el efecto de la componente vertical sísmica es ignorado debido a su esperada baja influencia al momento de un sismo (Li y otros, 2007). En los casos en que se llega a contemplar esta componente, los códigos de diseño asumen que la aceleración máxima vertical es una fracción de la aceleración pico horizontal. Dicha relación es conocida como V/H y toma un valor típico de $2/3$ (Newmark, 1973). Lo anterior se contempló en los terremotos registrados en Northridge el 17 de enero de 1994 en EE.UU, el de Hyogoken el 17 de enero de 1995 en Japón, el de Loma Prieta en 1989 y el de Chi Chi en 1999, eventos sísmicos altamente destructivos en donde las aceleraciones verticales del suelo igualaron e incluso superaron significativamente a las aceleraciones horizontales del suelo (Norton y otros, 1994). También se encontró que, si bien en ciertas partes se cumplía con la regla de oro de la relación $V/H = 2/3$ presente en los códigos de diseño del momento, en lugares cercanos a la falla dicha relación aumenta de manera significativa afectando la respuesta de los elementos estructurales (Elgamal & He, 2008).

Por otra parte, en Colombia se observa una marcada tendencia hacia la construcción de puentes de concreto reforzado y concreto presforzado, teniendo datos históricos (Figura 1) de un 63% y un 24% respectivamente, de la totalidad de los puentes existentes en la red vial nacional hasta el año 2004 (Muñoz & Valbuena, 2004).

También se observa un alto porcentaje histórico de puentes viga – losa dispuestos en el territorio nacional, llegando a constituir un 91% de la totalidad de los puentes de concreto existentes hasta el año 2001 (Yamin & Ruiz, 2001).

Figura 1.

Clasificación de puentes según el material de la superestructura.



Nota. Tomado de (Muñoz & Valbuena, 2004)

En este trabajo se investiga la incidencia de la componente vertical, de registros sísmicos nacionales, en la respuesta estructural de los elementos que componen un puente viga – losa con continuidad para cargas vivas en dicho tablero. En el presente documento se presentan algunos aspectos generales del método constructivo usado para el levantamiento de la estructura en cuestión y se expone al detalle el proceso de selección y escalamiento de los registros sísmicos utilizados para el análisis dinámico, así como las especificaciones técnicas del modelo computacional desarrollado en el programa Midas Civil. También se presenta un análisis comparativo entre la respuesta estructural de los elementos del puente estudiado, en presencia y no presencia de la componente vertical sísmica, correlacionando esto con los parámetros de selección de los registros sísmicos.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Determinar los efectos de la componente vertical sísmica en un puente de concreto reforzado de dos luces, el cual está compuesto por un sistema continuo viga - losa, apoyado sobre estribos y un pórtico intermedio, para un grupo de registros sísmicos del territorio colombiano.

1.2 Objetivos Específicos

Elegir los registros de los sismos que se utilizarán teniendo en cuenta que, dichos registros deben ser compatibles con la amenaza sísmica de diseño según el sitio, establecida en el CCP14.

Determinar la respuesta estructural de un modelo computacional del puente con y sin la componente vertical sísmica, mediante un análisis dinámico lineal cronológico.

Comparar los resultados arrojados por el análisis estructural (Desplazamientos, reacciones y fuerzas internas) de los elementos que componen el puente (vigas, apoyos, pilares y diafragma de continuidad) ante la contemplación y la no contemplación de la componente vertical sísmica.

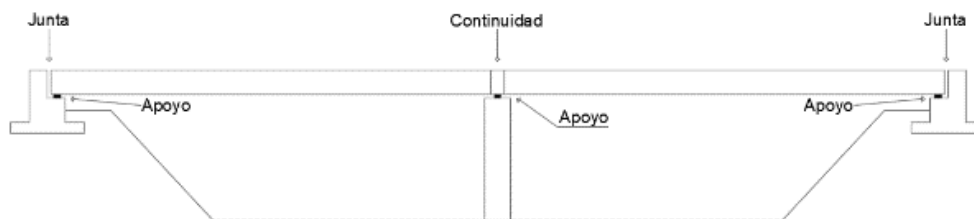
2. Metodología

2.1 Tipo de puente y método constructivo

Históricamente la construcción de puentes mediante el sistema viga – losa ha sido empleada con diversas variaciones en su enfoque funcional y estructural. Una de estas variaciones consta en levantar luces simples las cuales presentan juntas de dilatación entre ellas que cumplen la función de permitir los movimientos del tablero y evitar que surjan esfuerzos secundarios o no deseados. Por otra parte, estas juntas de dilatación pueden ser conflictivas y no cumplir su cometido cuando son obstruidas por algún material que pueda ingresar en ellas, experimentando desgastes, infiltraciones y mayores costos de mantenimiento. Esto ha sido motivo para que en búsqueda de una mayor durabilidad se hayan implementado formas de eliminar dichas juntas mediante el empleo de métodos que garanticen la continuidad (Figura 2) de la superestructura (Vargas Bejarano, 2017).

Figura 2.

Esquema de puente viga-losa continuo.



Un método comúnmente empleado para la construcción de puentes continuos con vigas prefabricadas es el levantamiento de varias luces simples que son posteriormente unidas con un diafragma vaciado in situ, diseñado para momento positivo y negativo, que proporciona la continuidad en la superestructura del puente como se observa en la Figura 3. De esta forma, el puente trabaja como tramos simples para las cargas muertas estructurales y como un tramo continuo para las cargas superpuestas (Hastak y otros, 2003). El espaciado entre las vigas contiguas debe ser suficiente para poder garantizar que se cumpla con la longitud de desarrollo y traslapo del acero de refuerzo procedente de las mismas vigas.

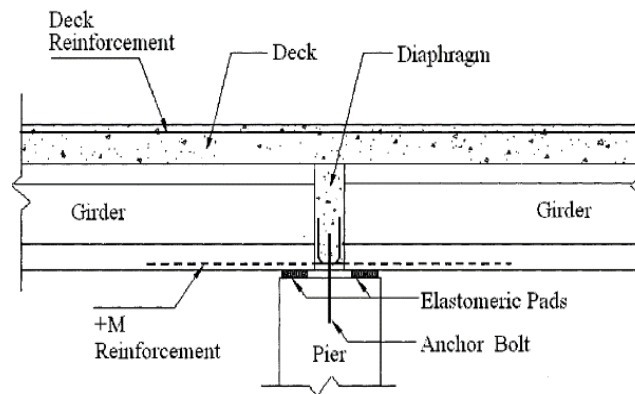
Con el fin de garantizar una correcta respuesta de la continuidad en la superestructura, Taha y Jia (2018) proponen el siguiente método constructivo para el levantamiento de puentes continuos a partir de vigas simples y continuidad postensada:

1. Construir la subestructura
2. Posicionar las vigas prefabricadas sobre los apoyos temporales, estas vigas deben tener un refuerzo que se extienda más allá de sus extremos en las juntas interiores, que posteriormente servirá para fundir la continuidad.
3. Fundir los diafragmas intermedios y de continuidad hasta llegar al tope del peralte de la viga. Esto soporta las fuerzas de compresión y el momento negativo inducidos por el postensado de continuidad.
4. Anclar los cables que ayudaran a constituir la continuidad y postensarlos.
5. Fundir la losa
6. Posicionar nuevos apoyos bajo los diafragmas de continuidad y proceder a retirar los apoyos temporales de cada viga.

En situaciones donde no se utiliza el postensado para garantizar la continuidad, se suelen dejar los apoyos iniciales para cada viga (Figura 3) y los diafragmas de continuidad deben tener suficiente refuerzo positivo y negativo para soportar los esfuerzos desarrollados (Hastak y otros, 2003).

Figura 3.

Detalle de refuerzo en continuidad mediante diafragma in situ.



Nota. Tomado de (Yin, 2004)

2.2 Parámetros de selección de registros sísmicos

La importancia de la componente vertical sísmica suele caracterizarse mediante los siguientes parámetros (Elnashai & Di Sarno, 2015):

Distancia epicentral: Comprende la distancia existente entre un observador (estación de registro) y el epicentro de un sismo.

Aceleración pico efectiva (PGA): Máxima aceleración desarrollada por el suelo en donde se realiza el registro del evento sísmico.

Relación V/H: Esta relación corresponde al producto de la aceleración vertical del suelo respecto a la máxima aceleración horizontal del mismo y brinda una idea de qué tan presente se encuentra la componente sísmica vertical para un registro en específico (Newmark, 1973). Autores como Bozorgnia & Campbell (2004) han demostrado como esta relación de aceleraciones puede verse en aumento en cercanías a la falla y en disminución en sitios alejados de la falla.

Intervalo entre picos: Este parámetro mide el tiempo de diferencia que hay entre los valores máximos de velocidad, desplazamiento y aceleración, que desarrolla cada componente sísmica de un evento en particular, puesto que, si estos picos llegasen a coincidir o a llegar muy continuos, se pueden producir mayores amplificaciones en la respuesta espectral de la estructura en incidencia (Collier & Elnashai, 2001).

2.3 Método de escalamiento de registros sísmicos

En ocasiones donde se requiere hacer un análisis dinámico empleando señales sísmicas reales, los registros a usar deben ser representativos de la amenaza sísmica desarrollada para el lugar de estudio, por lo cual se debe implementar un método de escalamiento en el dominio del tiempo que permita ajustar los registros sísmicos en un intervalo respecto al periodo de importancia (Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica - AIS, 2014). Este intervalo de importancia para el escalamiento de los registros sísmicos se puede ver definido en la norma europea (Eurocode 8) (2004) como $0.2T$ a $2T$, siendo T el periodo natural de la estructura en estudio. Por otra parte, según recomendaciones expedidas por el ASCE (American Society of Civil Engineers, 2007), en

este se propone utilizar un intervalo de importancia que va desde $0.2T$ a $1.5T$, siendo T el periodo natural de la estructura.

Para realizar el escalamiento se procedió a utilizar los espectros de aceleraciones de cada registro sísmico y el espectro representativo de la ciudad de Bucaramanga. Con esto se calculó la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada componente horizontal y dicho resultado se multiplicó por un valor de escala (Ec.1) que buscara ajustar el espectro de cada registro sísmico al espectro de diseño característico de la ciudad de Bucaramanga. Para escoger el valor de escala adecuado, se calculó el error cuadrático medio (Ec.2) entre el valor escalado del espectro del registro sísmico y el valor del espectro de diseño característico del sitio mencionado, y se escogió la escala que reportara el menor error.

$$SRSS = ESC \sqrt{\sum_{i=1}^n E_i^2} \quad Ec. 1$$

Siendo: n → Cantidad de datos

E_i → Datos a combinar

ESC → Valor de escala

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_0)^2}{n}} \quad Ec. 2$$

Siendo: n → Número de intervalos o pasos

X_0 → Dato actual

X_i → Dato siguiente

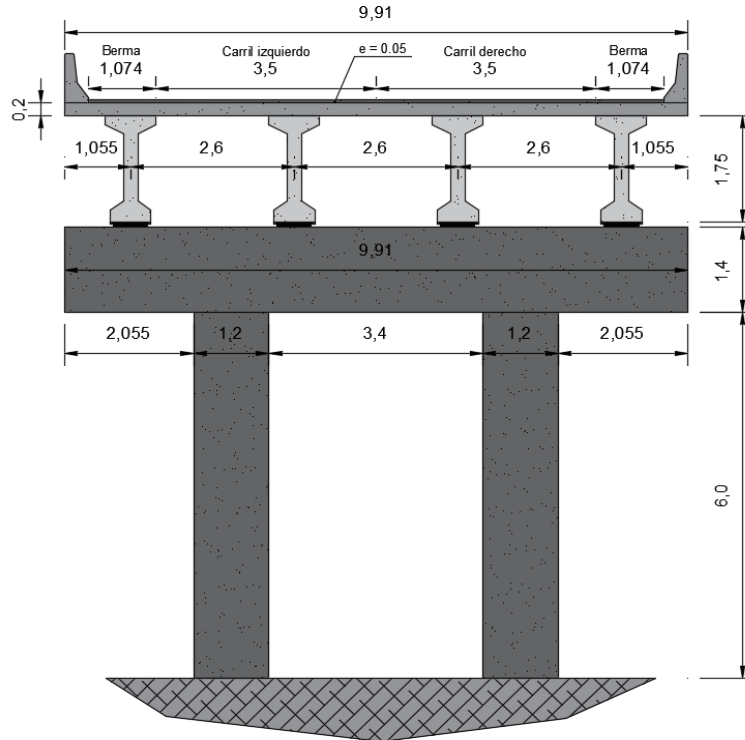
2.4 Aspectos generales del caso estudiado

2.4.1 Geometría del puente

La estructura en estudio está basada en una de las tipologías estudiadas por Urrea, Rodríguez y otros (2020), y esta se trata de un puente viga-losa de dos luces simétricas, cada una conformada en su transversalidad (Figura 4) por cuatro vigas I prefabricadas de 38.8 m de longitud, las cuales están separadas equidistantemente entre ellas cada 2.6 m y soportan una losa de concreto de 9.91 m de ancho y 0.2 m de espesor, así mismo dichas vigas poseen cuatro riostras transversales de 0.3 m x 1.55 m posicionadas cada 9.7 m a partir de los apoyos extremos de cada luz y una riostra de 0.8 m x 1.55 m que une las dos luces en la parte central del puente y cumple la función de garantizar la continuidad de la superestructura.

Figura 4.

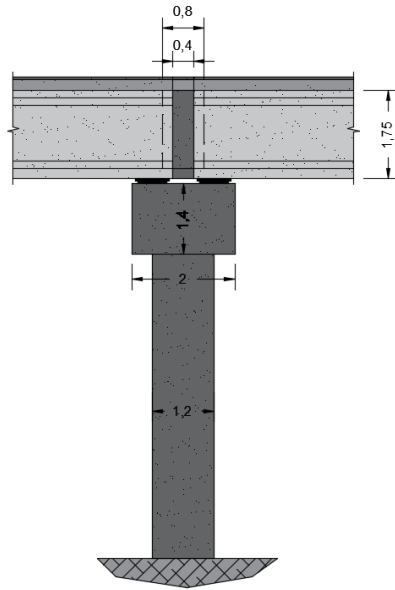
Esquema transversal del puente estudiado.



La superestructura descansa en su parte central (Figura 5) sobre una viga cabezal de sección rectangular de 2.0 m x 1.4 m que se conecta con dos pilares de sección circular de 1.2 m de diámetro y 6 m de altura que se encuentran separados 3.4 m entre bordes (Figura 4).

Figura 5.

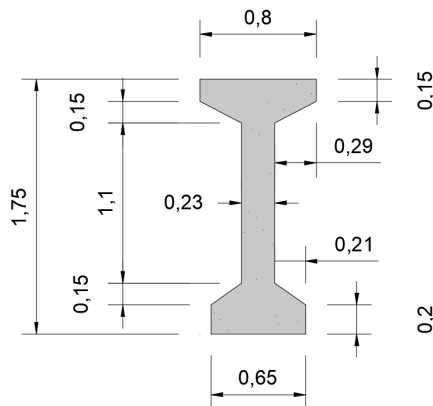
Vista lateral de la parte central del puente.



Las vigas I poseen un alma de 0.23 m, un ancho de patín superior de 0.8 m e inferior de 0.65 m y un peralte de 1.75 m como se observa en la Figura 6.

Figura 6.

Sección transversal dimensionada de las vigas.



2.4.2 Propiedades de los materiales y rigidez en apoyos

En la Tabla 1 se presentan los materiales utilizados en el modelado de los elementos estructurales y no estructurales del puente en estudio, y también se reportaron las rigideces de los apoyos que soportan la superestructura. Para el concreto se muestra su resistencia a la compresión (f_c), el peso específico (γ), y el módulo de elasticidad (E_c). Los valores de dichas propiedades mecánicas se obtuvieron de la base de datos interna que posee el software utilizado (MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2022). Por parte de los apoyos de neopreno reforzado, se muestran las rigideces reportadas por Torres y Urrea (Rodríguez Torres y otros, 2020) en su diseño de los apoyos para una estructura de características similares a la que se está trabajando. Dichas rigideces se reportaron tanto para el sentido longitudinal (DX), como en sentido transversal (DY) y vertical (DZ).

Tabla 1.

Propiedades de los materiales y rigidez en apoyos.

Concreto		
f_c (MPa)	γ (kN/m³)	E_c (MPa)
28	23.6	25126
35	23.6	28091
Apoyos - Neopreno reforzado (kN/m)		
DX	DY	DZ
89100	4304	4304

2.4.3 Cargas muertas

Se tuvieron en cuenta las cargas muertas presentadas en la Tabla 2, donde DC1-1 corresponde a las cargas por peso propio generadas por el peso específico de los materiales en los elementos modelados, DC1-2 representa el peso de la losa de concreto al ser fundida, DC2-1 y DW1 corresponden a las cargas muertas de barreras y carpeta asfáltica respectivamente. También se presenta la forma de incidencia de la carga aplicada al modelo computacional (Tipo) y su respectivo valor asignado por metro lineal (Magnitud).

Tabla 2.

Cargas muertas en el modelo.

Grupo de cargas	Descripción	Tipo	Magnitud (kN/m)
DC1-1	Peso propio	Interna	-
DC1-2	Concreto mojado (Losa)	Distribuida / Beam	3.3
DC2-1	Carga de barreras / parapetos	Puntual / Node	4.4
DW1	Carga de asfalto	Distribuida / Beam	1.1

2.4.4 Registros sísmicos seleccionados

Se contó con una base de datos proporcionada por Fernández, Ardila y Otros (2020) en su estudio de caracterización de la componente sísmica vertical en Colombia, la cual contiene información de los eventos sísmicos moderados y fuertes comprendidos entre el 1 de junio de 1993

hasta el 30 de abril de 2020, que cumplen con ciertos parámetros de selección, tales como, magnitud de momento entre 4.0 y 7.0, con distancias epicentrales menores a 50 km y con una aceleración pico horizontal (PGA_H) mayor a 0.02g.

Con el fin de poder analizar tres casos diferentes en la influencia de la componente vertical sísmica la selección se hizo teniendo en cuenta la relación de aceleraciones del suelo (V/H) de cada registro y se verificó el intervalo entre picos horizontal y vertical (Δt) como parámetro adicional.

Inicialmente se revisaron los registros sísmicos con epicentro localizado en el departamento de Santander, pero debido a que dichos registros resultaban en factores de escala altos al momento de ajustarlos al espectro de aceleraciones del sitio de localización del puente, se procedió a revisar registros sísmicos a nivel nacional compilados en la misma base de datos utilizada, de los cuales se descartaron los que presentaban factores de escala superiores a 2.5 y adicionalmente se inspeccionaron visualmente los espectros de aceleraciones ajustados.

En la Tabla 3 se presentan los tres registros sísmicos escogidos con sus respectivas características de magnitud (Ml), profundidad (Prof.), distancia epicentral (Dist.Ep), aceleración máxima del suelo en sentido horizontal (PGA HMG) y en sentido vertical (PGA V). También se presenta la relación de aceleraciones máximas del suelo (V/HMG) y el intervalo de tiempo de llegada de estas aceleraciones máximas, tanto para la componente longitudinal (Δt_{EW}), como para la componente transversal (Δt_{NS}). Adicionalmente se incluyó una nomenclatura (ID) para referirse a cada registro sísmico a lo largo del documento.

Tabla 3.*Registros sísmicos seleccionados.*

Sismo	Córdoba, Quindío	Calima, Valle del Cauca	Mesetas, Meta
Fecha/Hora	25/01/1999 18:19	8/02/1995 18:40	24/12/2019 19:03
MI	6.3	6.6	6.0
ID	R1	R2	R3
Prof. (km)	0	102	13
Dist.Ep (km)	28.85	47.44	18.00
PGA HMG (g)	0.61	0.11	0.18
PGA V (g)	0.19	0.08	0.27
V/HMG	0.31	0.73	1.49
Δt EW (s)	0.01	7.77	1.49
Δt NS (s)	0.79	8.46	0.98

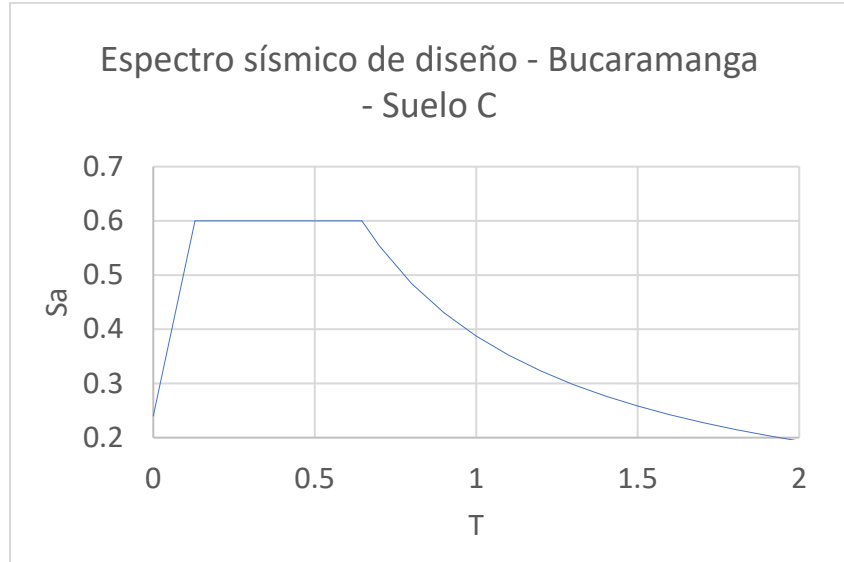
2.4.5 Caracterización de la amenaza sísmica

El puente en estudio está basado en un puente existente en la ciudad de Bucaramanga, por lo cual se tomó la caracterización sísmica de la zona para esta ciudad y se asumió un perfil de suelo tipo C para definir los factores del sitio.

De esta forma se construyó el espectro sísmico representativo de la ciudad de Bucaramanga (Figura 7) según los criterios establecidos en el CCP-14 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS, 2014). En la Tabla 4 se presentan los parámetros sísmicos utilizados para construir el espectro sísmico de diseño del lugar de localización del puente.

Figura 7.

Espectro sísmico de diseño - Bucaramanga, suelo C.

**Tabla 4.**

Parámetros sísmicos para la ciudad de Bucaramanga en un perfil de suelo tipo C.

Coefficientes	
PGA	0.2
Ss	0.5
S1	0.25
Factores del sitio	
Fpga	1.2
Fa	1.2
Fv	1.55

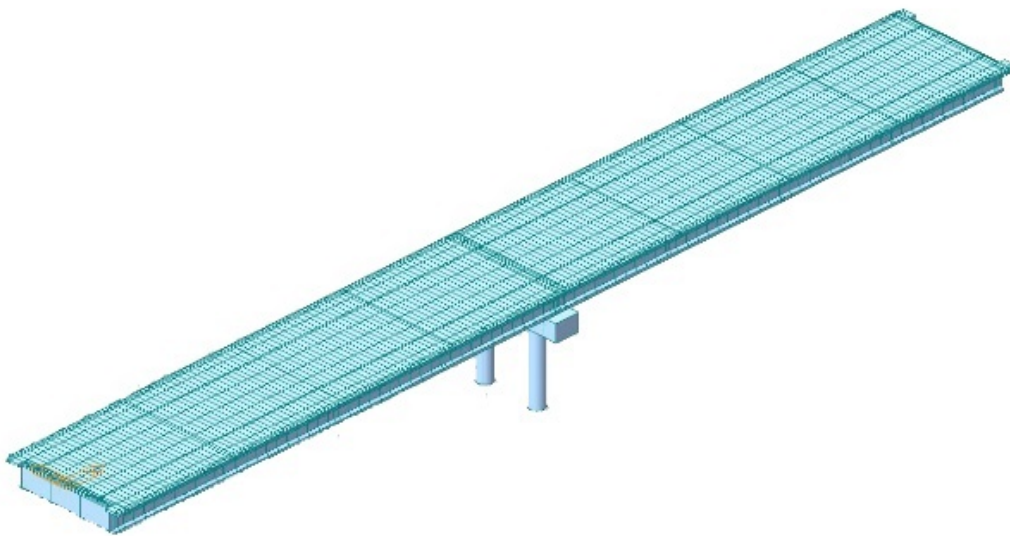
2.4.6 Modelo computacional

El modelo computacional del puente (Figura 8) se desarrolló mediante el programa Midas Civil. La totalidad de los elementos de concreto del puente fue modelada mediante objetos tipo

barra (frame). Esto incluye el modelado de vigas, viga cabezal, pilares, diafragmas intermedios, diafragma de continuidad y losa, esta última fue modelada mediante pequeños elementos transversales a lo largo del puente.

Figura 8.

Modelo computacional en Midas Civil.



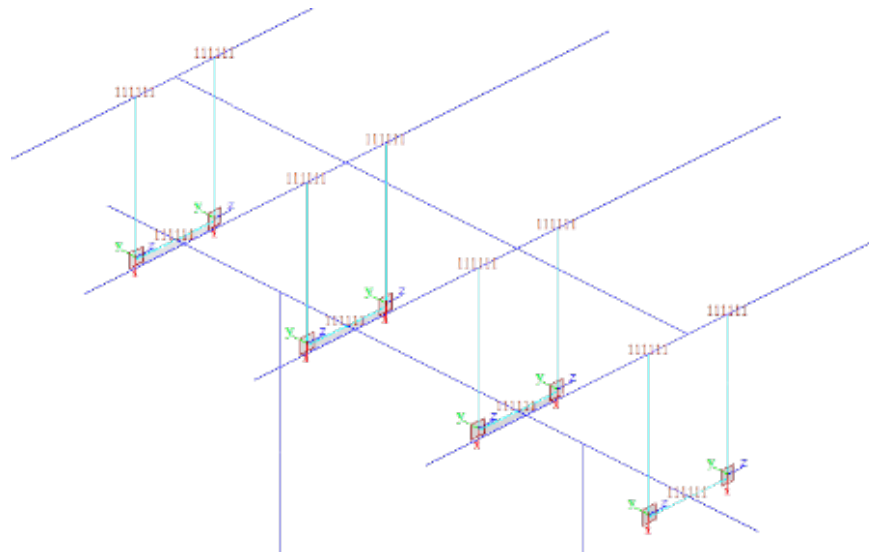
Nota: Tomado de (MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2022).

Los apoyos de las vigas fueron modelados mediante elementos generales de enlace (general link), los cuales en los extremos del puente (estribos) fueron empotrados en su base. En la zona del pórtico central se conectaron las bases de los apoyos a la viga cabezal mediante un elemento horizontal de rigidez infinita (rigid link) comandado por el nodo dispuesto en la viga cabezal. La transmisión de fuerzas internas y desplazamientos de las vigas a los apoyos se da mediante elementos verticales de rigidez infinita (rigid link) como se observa en la Figura 9, tomando como nodo maestro el correspondiente a la viga. Los apoyos elastoméricos fueron tomados de los planos

de origen, arrojando rigideces axiales y transversales de 89100 kN/m y 4304 kN/m respectivamente.

Figura 9.

Enlaces de conexión entre vigas y apoyos sobre viga cabezal.



Nota. Tomado de (MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2022)

En cuanto a los apoyos correspondientes a la base de los pilares del pórtico medio, se dispuso de empotramientos perfectos, suponiendo una cimentación rígida.

Se utilizó la opción interna del asistente de modelado proporcionado en el software (Construction Stage) para simular el proceso de etapas constructivas del puente, lo cual permitió agrupar los elementos, cargas y condiciones de borde independientemente (Tabla 5) e irlos activando (O) o desactivando (X) según el proceso constructivo que se quería modelar para realizar la continuidad del puente.

Tabla 5.*Esquema de las etapas constructivas modeladas.*

Elemento, carga o enlace	Etapa constructiva				
	1	2	3-1	3-2	4
Pilares	O				
Viga cabezal	O				
Apoyos Extremos	O				
Apoyos en pilares	O				
Peso propio	O				
Vigas		O			
Diafragmas		O			
Enlace rígido: Apoyo - Viga cabezal		O			
Apoyos de vigas		O			
Enlace rígido: Viga - Apoyo		O			
Carga de la losa			O	X	
Diafragma de continuidad				O	
Sección compuesta: Viga - Losa				O	
Carga Pavimento					O
Carga de barreras					O

2.4.7 Comparación de respuestas sísmicas

En búsqueda de conocer el cambio registrado en las respuestas sísmicas de interés del puente en estudio, se realizó una primera comparación mediante la Ec.3, la cual representa la

diferencia absoluta generada al incluir la componente vertical sísmica (V) respecto de la combinación de las cargas muertas y las dos componentes horizontales (D+H). En segundo lugar, se expresó dicho cambio en forma porcentual (Ec.4), tomando de referencia la respuesta generada por las componentes horizontales más la carga muerta.

$$\Delta 1 = (D + H + V) - (D + H) \quad Ec. 3$$

$$\Delta 2 = \frac{(D + H + V) - (D + H)}{(D + H)} * 100 \quad Ec. 4$$

Siendo:

(D+H) → Respuesta desarrollada por componentes sísmicas horizontales y cargas muertas.

(D+H+V) → Respuesta desarrollada por componentes sísmicas horizontales y cargas muertas más el efecto de la componente vertical.

2.4.8 Elementos y respuestas estructurales de interés

Los elementos estructurales cuya respuesta sísmica fue monitoreada fueron: Vigas, diafragma de continuidad, viga cabezal, columnas y las reacciones en los apoyos del puente.

Para analizar el impacto en los máximos momentos flectores en la viga se evaluaron los valores registrados en el centro de las luces para los momentos positivos, y aquellos registrados en el punto de continuidad de la viga para los momentos negativos (Figura 10), eligiendo la viga externa como elemento de análisis. Las deflexiones se analizaron en el centro de luz. En cuanto a

la fuerza cortante, se escogieron los puntos de la viga donde ésta descansa sobre los apoyos de neopreno reforzado (Figura 11).

Figura 10.

Puntos de análisis para momentos y deflexiones en la viga.

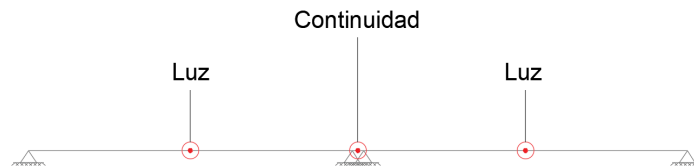
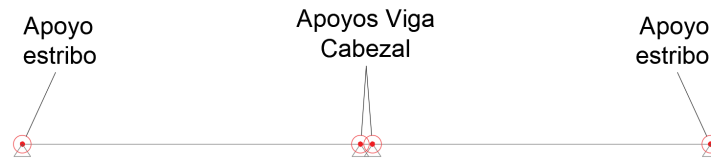


Figura 11.

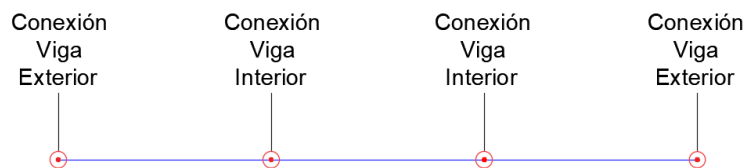
Puntos de análisis para fuerzas cortantes en la viga.



El diafragma de continuidad se analizó en los puntos de conexión entre dicho diafragma y las vigas del puente (Figura 12).

Figura 12.

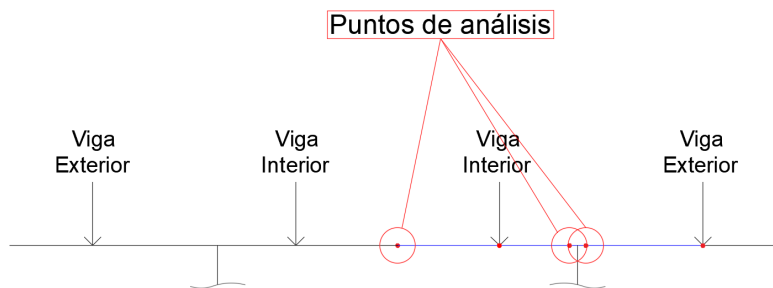
Puntos de análisis para el diafragma de continuidad.



Para realizar el análisis de la viga cabezal, se escogieron como puntos de análisis el centro de la luz (entre columnas) y los dos puntos contiguos a cada lado del nodo entre la viga cabezal y las columnas, esto con el fin de poder observar el comportamiento que se transmite al nodo por parte del voladizo y de la luz entre pilares (Figura 13).

Figura 13.

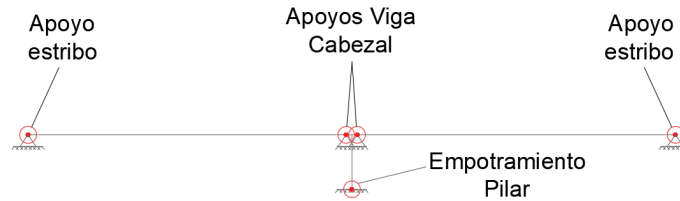
Puntos de análisis en la viga cabezal.



Para efectuar el análisis de las reacciones y los desplazamientos, se inspeccionaron las fuerzas axiales en los apoyos de neopreno reforzado ubicados sobre los estribos del puente y sobre la viga cabezal que conforma el pórtico central (Figura 14). También se analizaron los puntos de empotramiento al suelo de las columnas del pórtico medio (Figura 14).

Figura 14.

Puntos de análisis para reacciones y desplazamientos en apoyos.



3. Resultados y análisis

3.1 Respuesta Modal

Se realizó el análisis modal mediante el software Midas Civil, con 30 modos de vibración para lograr excitar la mayor cantidad de masa posible en dirección vertical (DZ). En la Tabla 6 se compilan los modos que presentaron mayor participación de masa (%PMM) para cada dirección, tanto traslacional (DX, DY, DZ) como rotacional (RX, RY, RZ) y sus respectivos periodos de vibración (T).

Tabla 6.

Respuesta modal de la estructura.

Respuesta modal según dirección			
Dirección	Modo	T (s)	%PMM
DX	1	0.90	97.8
DY	2	0.88	95.17
DZ	6	0.35	77.25
RX	7	0.34	77.37
RY	4	0.49	61.26
RZ	3	0.69	99.37

El periodo fundamental de la estructura fue determinado por el primer modo de vibración en dirección longitudinal del puente (DX) y con un valor de $T=0.90$ s.

3.2 Registros sísmicos escalados

Se procedió según lo indicado en la sección 2.3 de este documento, combinando las componentes sísmicas horizontales y posteriormente se buscó una escala que minimizara el error cuadrático medio en el rango de periodos de importancia. En la Tabla 7 se reportaron las escalas obtenidas para cada registro sísmico y el error cuadrático medio (RMSE) obtenido al realizar dicho escalamiento. Adicionalmente se presenta la nomenclatura escogida (ID) para referirse a cada registro sísmico. Los espectros horizontales combinados y escalados se muestran en la Figura 15. También se presentan los espectros sísmicos escalados de las componentes verticales para los tres registros utilizados (Figura 16).

Tabla 7.

Escalamiento y nomenclatura de los registros sísmicos.

Registro sísmico	ID	Factor de Escala	RMSE
Córdoba	R1	0.34	0.16
Calima	R2	2.21	0.08
Mesetas	R3	1.30	0.18

Figura 15.

Espectros sísmicos horizontales escalado.

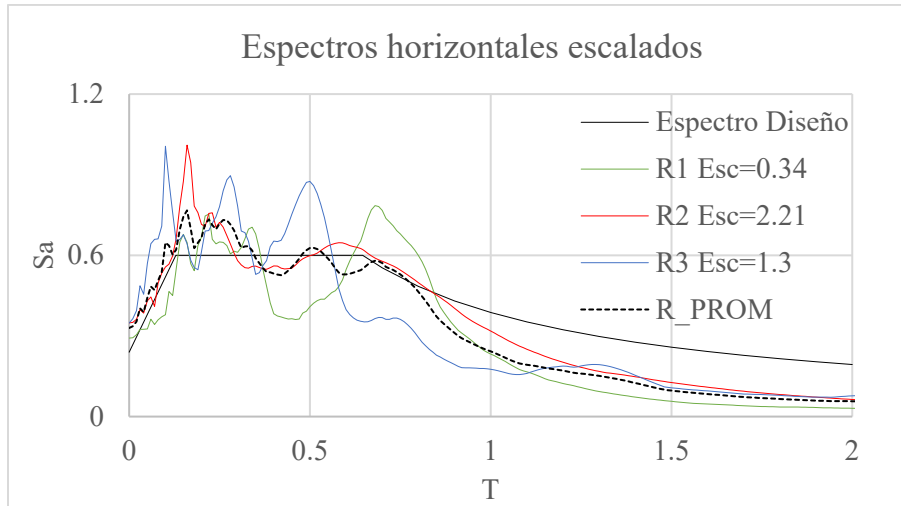
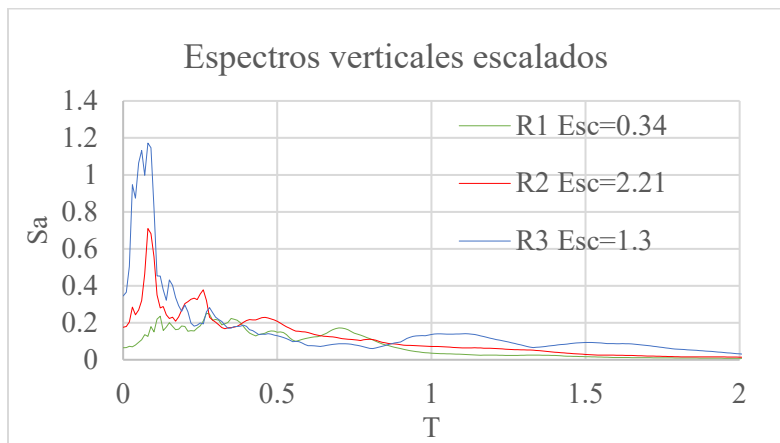


Figura 16.

Espectros sísmicos verticales escalados.



Adicionalmente, en las Figuras 17 a la Figura 25 se presentan los acelerogramas escalados y sin escalar de cada componente sísmica para los tres registros sísmicos seleccionados.

Figura 17.

Componente EW original y escalada para R1

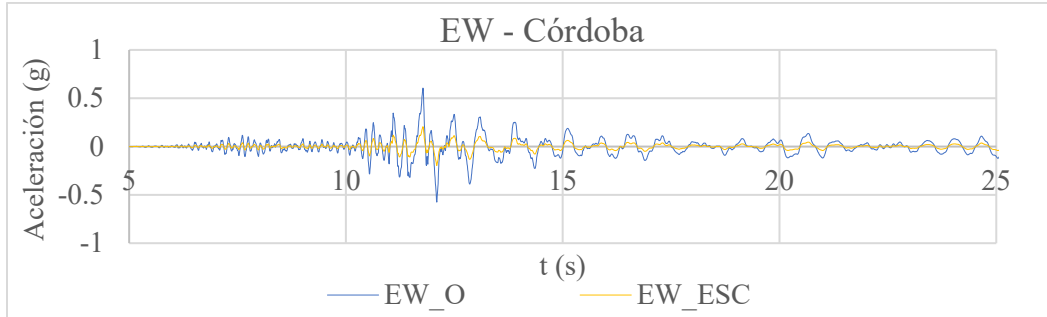


Figura 18.

Componente NS original y escalada para R1.

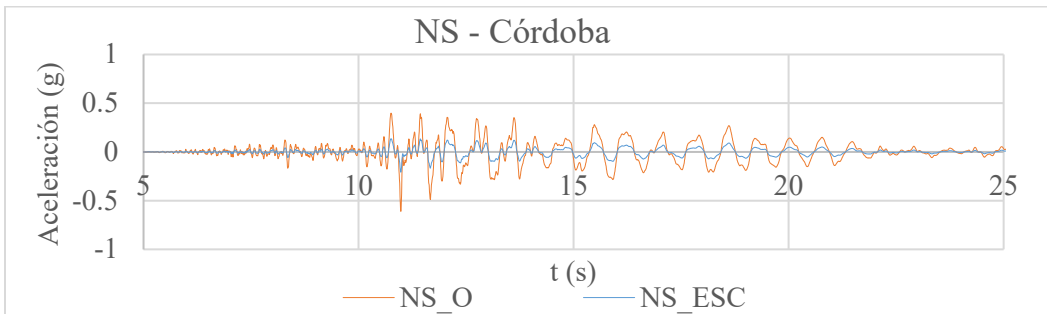


Figura 19.

Componente V original y escalada para R1.

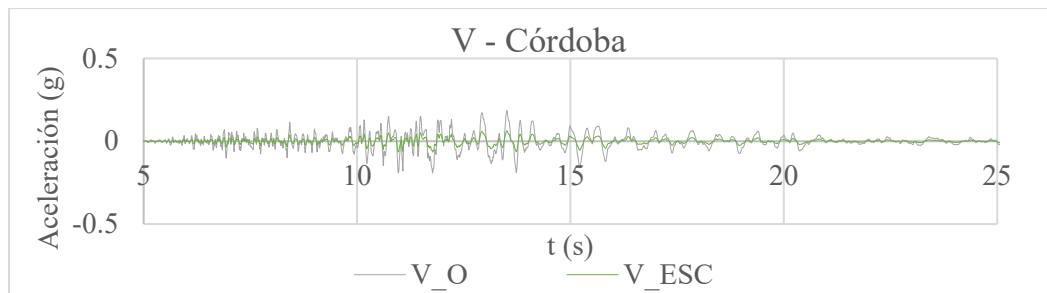


Figura 20.

Componente EW original y escalada para R2.

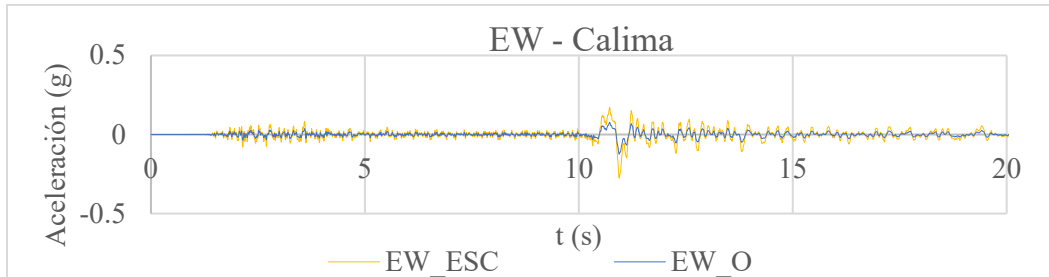


Figura 21.

Componente NS original y escalada para R2.

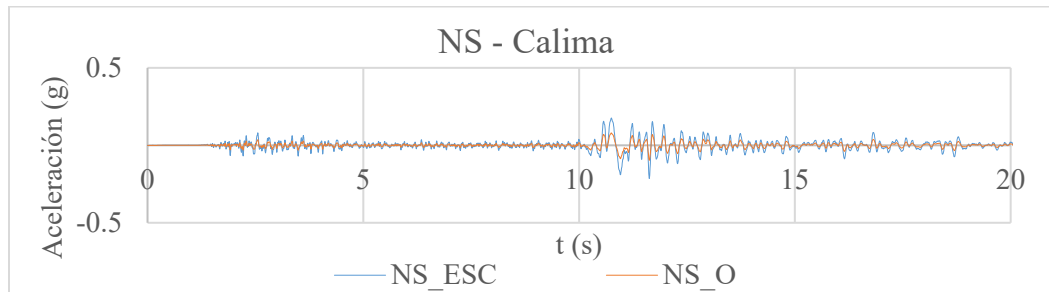


Figura 22.

Componente V original y escalada para R2.

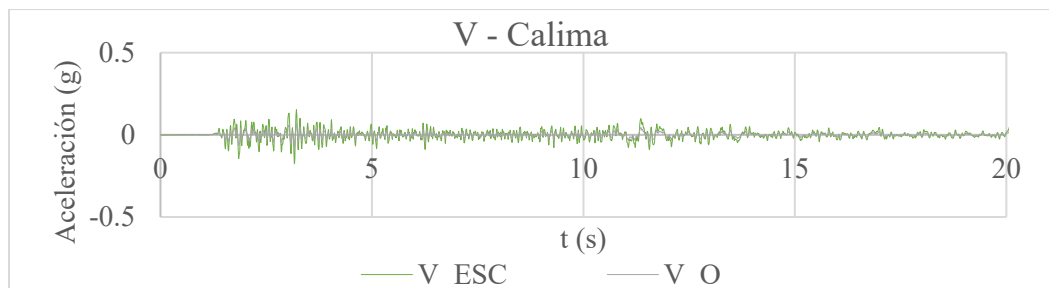


Figura 23.

Componente EW original y escalada para R3.

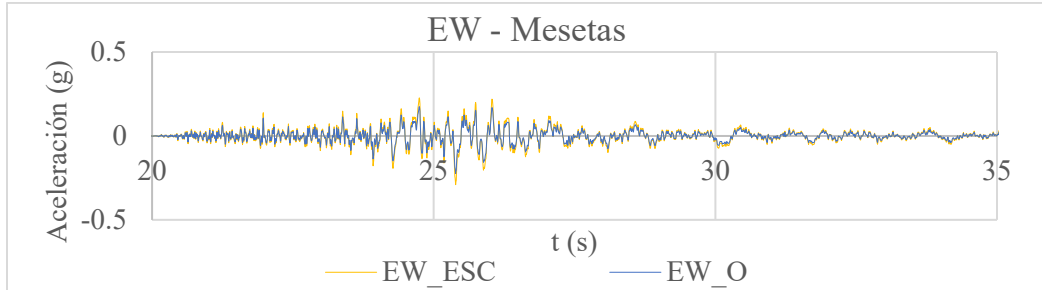


Figura 24.

Componente NS original y escalada para R3.

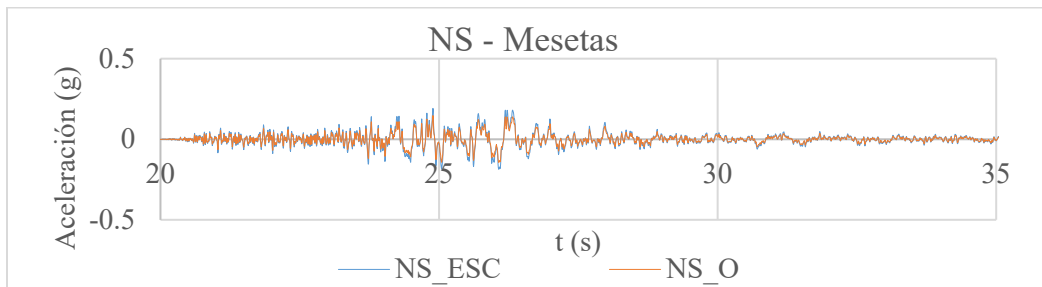
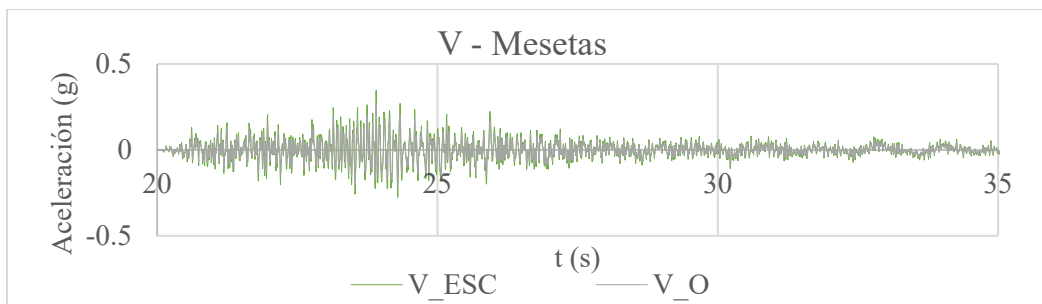


Figura 25.

Componente V original y escalada para R3.



3.3 Respuestas sísmicas en la superestructura

3.3.1 Vigas

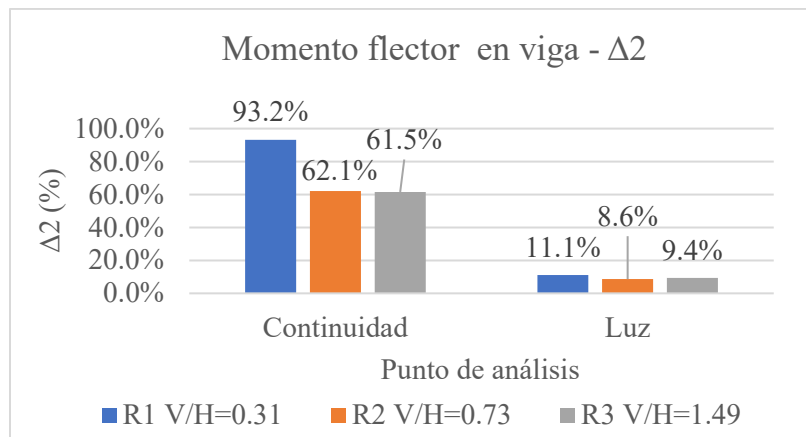
Realizando un análisis individual de las variaciones en la respuesta sísmica obtenida para cada registro (R1, R2 y R3), reportadas en la Figura 26 y en la Tabla 8, se observaron mayores aumentos tanto porcentuales como en magnitud en la zona de momentos negativos (Continuidad), es decir, en la zona fundida in situ para garantizar la continuidad de las vigas inicialmente simples. Los aumentos porcentuales ($\Delta 2$) de dichos momentos negativos, a causa de la incidencia de la componente vertical sísmica, son de hasta un 93% para R1, 62.1% para R2 y 61.5% para R3, los cuales corresponden a magnitudes de entre 640 kN-m a 983 kN-m como se observa en la Tabla 8.

En cuanto a los momentos positivos máximos desarrollados en la luz de la viga, estos registraron un aumento ($\Delta 2$) de 11%, 9.4% y 8.6% para R1, R3 y R2 respectivamente, equivalentes a variaciones entre 503 kN-m y 647 kN-m (Tabla 8).

En general para los momentos flectores que se generan en la viga del tablero del puente, se observó un mayor aumento para el registro R1 y una respuesta similar en el comportamiento mostrado por los registros R2 y R3.

Figura 26.

Variación porcentual del momento flector en viga.

**Tabla 8.**

Variación en magnitud del momento flector en la viga.

Momento flector en viga $\Delta 1$ (kN-m)		
Registro	Continuidad	Luz
R1 V/H=0.31	982.9	647.5
R2 V/H=0.73	669.3	503.1
R3 V/H=1.49	640.0	545.8

Al analizar los resultados de la Tabla 8, se infiere que, debido a los aumentos en magnitud, la sollicitación adicional de acero de refuerzo a flexión en la continuidad de las vigas sea mayor debido a la incidencia de la componente vertical. Esto indica que hay que revisar minuciosamente el diseño y construcción de la continuidad de las vigas ya que esta se convierte en un punto crítico de la estructura.

El comportamiento de la fuerza cortante máxima desarrollada en la viga por efecto de la incidencia de la componente vertical sísmica se muestra en la Figura 27, la cual muestra las variaciones porcentuales que experimentó el elemento en sus puntos de apoyo, es decir, en la zona de los estribos (Est.L1 y Est.L2) y en la zona de la viga cabezal (VC.L1 y VC.L2) para los tres registros sísmicos usados (R1, R2 y R3). Realizando una inspección visual, se observa que para el registro R1, los mayores aumentos se presentaron en la zona que se apoya sobre la viga cabezal, con un aumento pico de 12%, equivalente a aproximadamente 88 kN (Tabla 9). El registro R2 fue el que menores variaciones generó, con un aumento máximo de 7% en zona de la viga cabezal y de 4% en la zona de los estribos. Dichos aumentos equivalen de 28 kN a 49 kN. Por último, el registro R3 a diferencia del registro R1, mostró un comportamiento en el cual tendió a aumentar más el cortante desarrollado en la zona de los estribos que el que se desarrolla en zona de la viga cabezal; dichos aumentos máximos fueron del orden de 15% sobre los estribos y de 10% sobre la viga cabezal.

Figura 27.

Variación porcentual de la fuerza cortante en la viga.

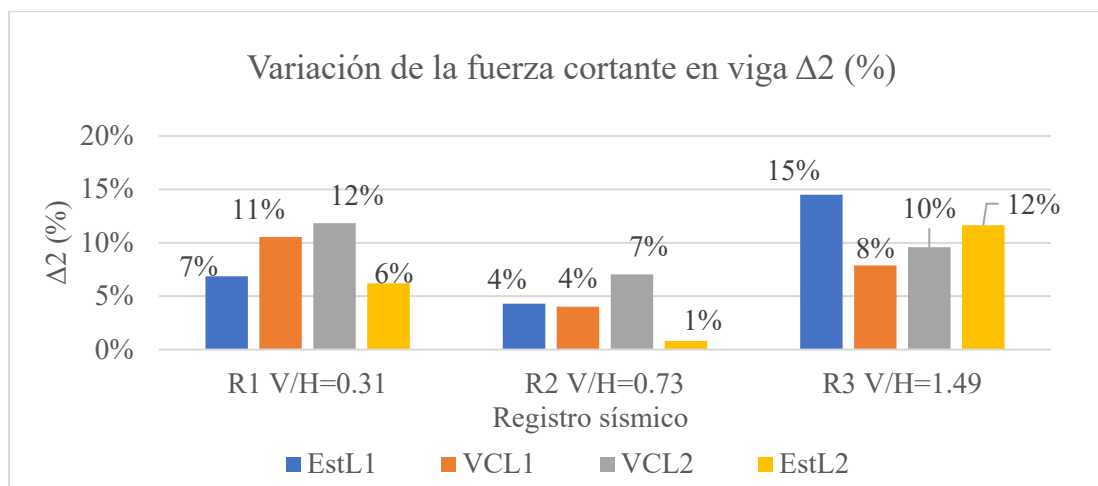


Tabla 9.

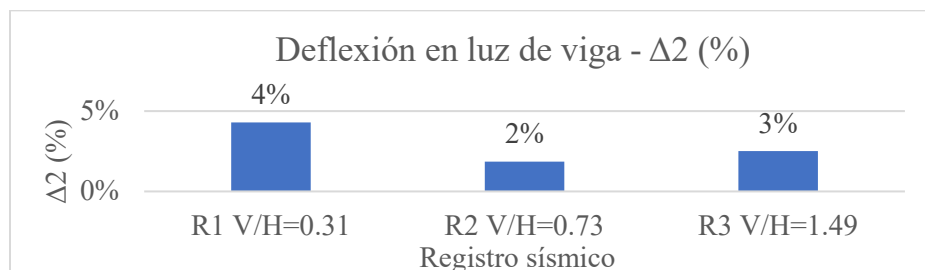
Variación en magnitud de la fuerza cortante máxima en la viga.

Fuerza cortante en viga $\Delta 1$ (kN)				
Registro	EstL1	VCL1	VCL2	EstL2
R1	48.75	78.22	88.36	43.47
R2	28.49	30.63	49.45	5.82
R3	94.73	56.33	67.12	78.08

Como se muestra en la Figura 28, la cual presenta la variación de las deflexiones en la luz, el mayor incremento porcentual se desarrolló para el registro R1, seguido por el registro R3 y finalmente el registro R2. Dichos incrementos fueron de 5.7 mm, 3.3 mm y 2.5 mm respectivamente (Tabla 10) y corresponden a una variación porcentual de entre 2% a 4% (Figura 28).

Figura 28.

Variación porcentual de la deflexión en luz de la viga.

**Tabla 10.**

Variación en magnitud de la deflexión en la luz de la viga.

Deflexión en luz de viga - $\Delta 1$ (mm)	
Registro	Luz
R1 V/H=0.31	5.7
R2 V/H=0.73	2.5
R3 V/H=1.49	3.3

3.3.2 Diafragma de continuidad

La fuerza cortante desarrollada en las conexiones entre el diafragma de continuidad y las vigas, tal y como se evidencia en la Tabla 11, no experimentó cambios abruptos debido a la incidencia de la componente vertical sísmica, reportando un máximo aumento porcentual de 3% correspondiente a 5 kN. Dicho aumento se presentó para el registro R2 en la conexión con la viga exterior (VE2).

Tabla 11.

Fuerza cortante en diafragma de continuidad.

Fuerza Cortante – Diafragma de Continuidad					
Reg	Zona	D+H	D+H+V	$\Delta 1$ (kN)	$\Delta 2$ (%)
R1	VE1	-186.6	-187.0	0.5	0.3
	VI1	214.5	215.1	0.7	0.3
	VI2	-212.3	-214.2	1.9	1
	VE2	188.7	188.3	-0.4	-0.2
R2	VE1	-161.3	-163.0	1.7	1
	VI1	171.6	167.3	-4.3	-3
	VI2	-187.1	-186.0	-1.1	-1
	VE2	145.8	150.9	5.1	3
R3	VE1	-90.9	-93.0	2.1	2
	VI1	118.6	117.2	-1.4	-1
	VI2	-116.7	-116.5	-0.2	-0.2
	VE2	92.8	94.2	1.4	2

Los momentos flectores negativos, compilados en la Tabla 12, muestran mayores variaciones en los puntos de conexión entre el diafragma y las vigas internas de la superestructura (VI1 y VI2), siendo estas de un orden de 4% para R1 y 2.7% para R3. En cuanto al registro R2, el máximo aumento se presentó en la conexión a las vigas externas (VE1 y VE2). En general se

observó que, para los tres registros sísmicos implementados, los aumentos en la magnitud del momento flector negativo son inferiores a 5 kN-m, con lo cual no se esperarían grandes efectos adversos por la incidencia de la componente vertical sísmica.

Tabla 12.

Momento flector negativo en diafragma de continuidad.

M⁽⁻⁾ en diafragma de continuidad					
Reg	Zona	D+H	D+H+V	$\Delta 1$ (kN-m)	$\Delta 2$ (%)
R1	VE1	-315.6	-315.9	0.3	0.1
	VI1	-136.9	-139.0	2.0	1
	VI2	-136.0	-140.8	4.9	4
	VE2	-320.1	-319.9	-0.3	-0.1
R2	VE1	-265.5	-266.2	0.7	0.3
	VI1	-112.7	-107.8	-4.9	-4
	VI2	-120.5	-118.7	-1.8	-2
	VE2	-233.1	-235.7	2.6	1
R3	VE1	-128.5	-129.6	1.2	1
	VI1	-77.2	-79.3	2.1	2.7
	VI2	-75.2	-77.2	2.0	2.6
	VE2	-130.6	-131.4	0.7	1

Inspeccionando los resultados arrojados por el análisis estructural del diafragma de continuidad, Tabla 13, se observó que los mayores aumentos en los momentos flectores positivos se dan en los puntos de conexión entre el diafragma de continuidad y las vigas interiores de la superestructura. Dichos cambios porcentuales llegan a un 35.5% para R3 y a 23% para R2, lo cual corresponde a 3.5 kN-m y 10.8 kN-m respectivamente. Por parte del registro R1 el mayor aumento reportado fue de 1%, lo cual corresponde aproximadamente a 1 kN-m.

Tabla 13.*Momento flector positivo en diafragma de continuidad.*

M⁽⁺⁾ en diafragma de continuidad					
Reg	Zona	D+H	D+H+V	$\Delta 1$ (kN- m)	$\Delta 2$ (%)
R1	VE1	321.9	322.2	0.3	0.1
	VI1	70.7	71.7	1.1	1
	VI2	71.6	71.8	0.1	0.2
	VE2	317.3	317.4	0.0	0.0
R2	VE1	234.8	232.4	-2.5	-1
	VI1	55.2	59.4	4.2	8
	VI2	47.4	58.2	10.8	23
	VE2	267.2	266.6	-0.7	-0.3
R3	VE1	132.4	131.6	-0.7	-1
	VI1	9.9	13.4	3.5	35.5
	VI2	11.9	15.7	3.8	31.8
	VE2	130.2	129.1	-1.1	-1

3.4 Respuestas sísmicas de la subestructura

3.4.1 Análisis de la viga cabezal

En la Tabla 14 se evidencia que, para los momentos positivos experimentados en la luz de la viga cabezal, el registro R3 fue el que tuvo mayor relevancia en el cambio de magnitud ($\Delta 1$) y cambio porcentual ($\Delta 2$), aunque dicho registro es el que menos momento flector indujo por cargas sísmicas únicamente horizontales (D+H). El registro R2 representó un aumento despreciable (0.2%) equivalente a 1.86 kN-m. Si bien, la mayor magnitud de momento flector positivo es desarrollada por el registro R1, la componente sísmica vertical de dicho registro redujo un 0.3% el momento inicialmente experimentado en presencia únicamente de fuerzas sísmicas horizontales.

Tabla 14.

Momento flector positivo en viga cabezal.

M⁽⁺⁾ en la luz – Viga cabezal				
Reg	D+H	D+H+V	$\Delta 1$ (kN-m)	$\Delta 2$ (%)
R1	1052.0	1048.7	-3.2	-0.3
R2	769.8	771.7	1.86	0.2
R3	127.7	160.0	32.4	25.3

En cuanto a los momentos flectores negativos experimentados por la viga cabezal a causa de la incidencia de la componente vertical sísmica, se observó que las mayores variaciones tanto porcentuales como en magnitud (Tabla 15) se registraron en el segmento comprendido entre el pilar y el apoyo situado en el voladizo (Vol), con aumentos de 205 kN-m y 157 kN-m para R1 y R3 respectivamente. El segmento de viga que quedan entre los apoyos que soportan las vigas internas de la superestructura (Luz), tendió a presentar menores afectaciones, de entre 20 kN-m a 29 kN-m correspondientes a máximo un 2% de aumento. Dichas variaciones se ven directamente afectadas por la transmisión de cargas entre la superestructura y la subestructura mediante los apoyos de neopreno reforzado dispuestos sobre la viga cabezal.

Tabla 15.*Momento flector negativo en viga cabezal.*

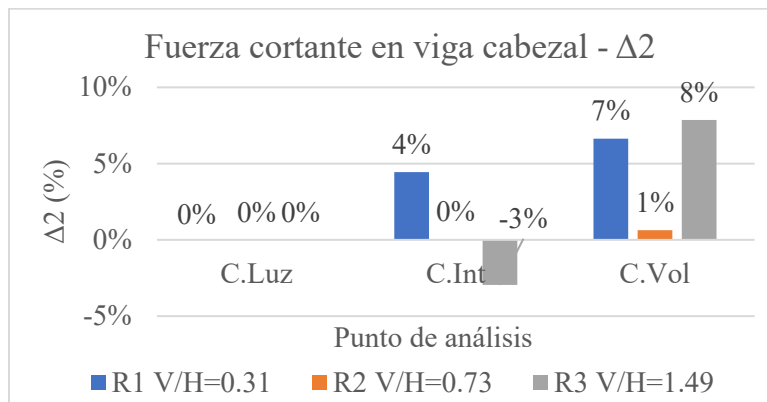
M⁽⁻⁾ – Viga Cabezal					
Reg	Zona	D+H	D+H+V	$\Delta 1$(kN- m)	$\Delta 2$ (%)
	Luz	- 2509.0	-2529.6	20.6	0.8
R1	Int	- 5250.0	-5439.7	189.7	4
	Vol	- 3313.9	-3519.6	205.7	6
	Luz	- 2222.8	-2213.2	-9.5	-0.4
R2	Int	- 4765.3	-4764.1	-1.2	0.0
	Vol	- 3176.9	-3164.2	-12.7	-0.4
	Luz	- 1357.3	-1385.9	28.6	2
R3	Int	- 3682.7	-3583.0	-99.7	-3
	Vol	- 2873.6	-3031.0	157.5	5

El efecto de la incidencia o contemplación de la componente vertical sísmica en la respuesta a cortante de la viga cabezal se encuentra representado en la Figura 29, la cual muestra los cambios porcentuales que se dieron en la parte central de la luz entre columnas (C.Luz), en la cara de la columna que conecta con el voladizo (C.Vol) y en la cara de la columna que queda hacia el interior del pórtico (C.Int). Se observa que, en el centro de la luz, la fuerza cortante desarrollada no cambió al momento de incluir la componente vertical de los tres registros sísmicos utilizados. También se pudo ver que los mayores aumentos porcentuales ocurrieron en la cara del pilar que conecta al voladizo de la viga cabezal, reportando entre un 7% y 8% para R1 y R3 respectivamente.

Por parte del registro R2, este no mostró grandes afectaciones debido a la componente vertical, reportando un aumento máximo de 1% en la cara del pilar que da al voladizo.

Figura 29.

Variación porcentual de la fuerza cortante en la viga cabezal.



3.5 Apoyos

3.5.1 Reacción vertical en la base de los pilares

Abordando las reacciones verticales que se produjeron en la base de las columnas que componen el pórtico de la subestructura se evidenció que la fuerza axial de compresión generada en dichas columnas tuvo un aumento porcentual en los registros R1 y R3 de 3% y 8% respectivamente (Tabla 16), equivalentes a 143 kN para R1 y 312 kN para R3. Por parte del registro R2 se observó una disminución menor al 1%.

Tabla 16.

Reacciones verticales en la base de los pilares.

Reacción vertical en base del pilar		
Registro	$\Delta 1$ (kN)	$\Delta 2$ (%)
R1 V/H=0.31	143.05	3%
R2 V/H=0.73	-34.05	-1%
R3 V/H=1.49	312.2	8%

3.5.2 Reacciones verticales en apoyos de vigas

Con relación a las reacciones verticales en apoyos de vigas, como se puede evidenciar en la Figura 30, la cual muestra las variaciones porcentuales de las reacciones verticales en estos apoyos, se presentaron aumentos de máximo 12% para el registro R3, y de 10% para los registros R1 y R2. Dichos aumentos equivalen a cambios de reacción entre 84 kN y 100 kN como se puede evidenciar en la Tabla 17 y se presentaron en uno de los apoyos situados sobre los estribos (Est.L1) para R3, y en uno de los apoyos situados sobre la viga cabezal (VC.L2) para R1 y R2.

Figura 30.

Variación porcentual de las reacciones verticales en los apoyos de viga.

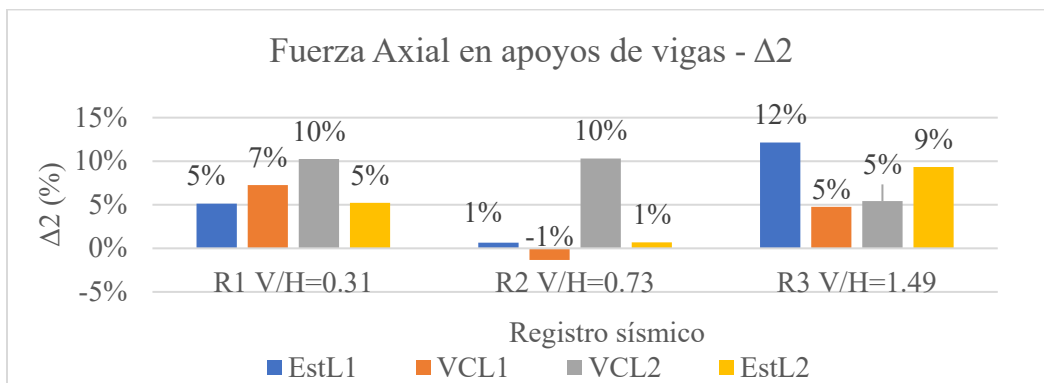


Tabla 17.

Variación en magnitud de las reacciones verticales en los apoyos de vigas.

Reacción vertical en apoyos de vigas – $\Delta 1$ (kN)				
Registro	Est.L1	VC.L1	VC.L2	Est.L2
R1	44.25	59.89	99.53	44.09
R2	5.11	-14.86	84.66	5.90
R3	89.76	39.84	47.10	70.03

Por parte de la fuerza cortante, tanto longitudinal como transversal, que se genera en los apoyos de las vigas, no experimentó cambios significantes por culpa de la contemplación de la componente vertical del sismo.

3.5.3 Deformación axial en apoyos de vigas

En la Figura 31 se presentan las variaciones en las deformaciones axiales experimentadas por los apoyos que soportan las vigas de la superestructura, situados sobre los estribos del puente (Est.L1 y Est.L2) y sobre la viga cabezal (VC.L1 y VC.L2). Se observa que para los registros R3 y R2, las mayores fluctuaciones porcentuales se dan en los apoyos localizados en los estribos, con valores de 12% y 1% respectivamente. Por el contrario, el registro R1 muestra mayores variaciones en los apoyos situados sobre la viga cabezal con un aumento de 7%. Cabe resaltar que el registro R2 fue el que menores afectaciones indujo en los apoyos. Estas variaciones fueron inferiores a 1 mm para los tres registros sísmicos (Tabla 18).

Figura 31.

Variación porcentual de la deformación axial en apoyos de viga.

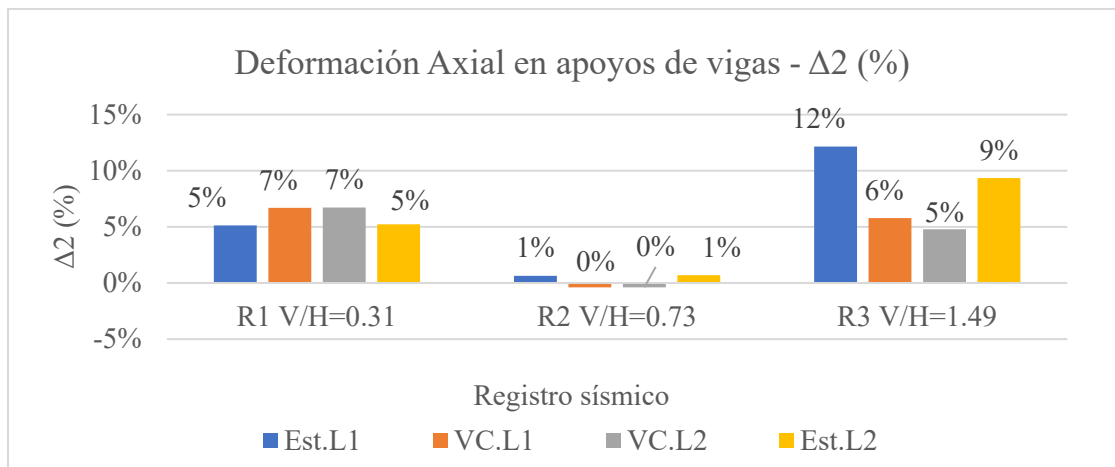


Tabla 18.

Variación en magnitud para apoyos de vigas.

Deformación Axial en apoyos de vigas – $\Delta 1$ (mm)				
Registro	Est.L1	VC.L1	VC.L2	Est.L2
R1_V/H=	0.5	0.8	0.8	0.5
R2_V/H=	0.1	0.0	0.0	0.1
R3_V/H=	1.0	0.6	0.5	0.8

4. Conclusiones

1) Se realizó la selección de los registros sísmicos nacionales que mejor se acoplaran a la amenaza sísmica de la zona de localización de la estructura (Bucaramanga), y que cumplieran con los parámetros (V/H e intervalo de tiempo entre picos) establecidos para poder representar el efecto de la componente vertical sobre el puente en estudio. La relación V/H de los registros

sísmicos seleccionados varía desde 0.31 hasta 1.49 y sus intervalos entre picos desde 0.01 s hasta 8.46 s.

2) Se observó que para las luces de las vigas que componen la superestructura, la tendencia marcada en los aumentos porcentuales, en los momentos positivos y las deflexiones, sigue el orden $R1 > R3 > R2$, lo que coincide con el orden ascendente de los intervalos de tiempo entre picos para cada registro sísmico. Es decir, a menor intervalo de tiempo entre picos, mayor es el efecto de la componente vertical. Dicha tendencia se repite para las fuerzas cortantes que experimenta la viga de la superestructura en cercanías a los apoyos situados sobre la viga cabezal, y para las fuerzas cortantes que se generan en las conexiones entre el diafragma de continuidad y las vigas internas del tablero. El mismo caso se repitió para el momento negativo que se genera en la cara del pilar que conecta con el segmento de viga cabezal que queda en voladizo y también para las deformaciones verticales de los apoyos situados sobre la viga cabezal.

3) Para los cortantes desarrollados en las vigas de la superestructura, en cercanías a los apoyos sobre los estribos del puente, la tendencia de aumento porcentual sigue el orden $R3 > R1 > R2$. En este caso, este orden es directamente proporcional con la aceleración vertical del suelo (PGA V) de cada registro. Esta tendencia mencionada también se replicó para las reacciones verticales y las deformaciones ocurridas en los apoyos de neopreno reforzado situados sobre los estribos del puente, y en las reacciones verticales en la base de los pilares del pórtico central. También se observó el mismo comportamiento para la fuerza cortante en la cara del pilar que conecta con el segmento en voladizo de la viga cabezal, y para el momento negativo que se genera en el centro de la luz de la viga cabezal.

4) Otra tendencia distinta a las ya anteriormente mencionadas se dio para los momentos positivos localizados en el segmento central del diafragma de continuidad, en donde a mayor relación de aceleraciones del suelo (V/HMG) presentó mayores aumentos porcentuales ($R3 > R2 > R1$).

5) Por parte del momento negativo que se genera en la continuidad de las vigas del tablero, su tendencia fue de orden $R1 > R2 > R3$, tendencia repetida para el cortante y el momento negativo desarrollados en la cara de la columna que conecta con la luz central de la viga cabezal. Esta tendencia no mostró un comportamiento apegado a alguno de los parámetros de intensidad sísmica de los registros.

6) A modo general no se presentó una única tendencia u orden en las fluctuaciones de fuerzas, momentos y deformaciones, dado que, según el elemento estructural analizado y el punto de análisis en dicho elemento, las tendencias cambiaban, pudiendo coincidir o no con alguno de los parámetros de intensidad sísmica de cada registro sísmico. Dicho esto, es de importancia resaltar que, la mayor afectación porcentual por efecto de la incidencia de la componente vertical sísmica se dio en la zona de la continuidad de las vigas de la superestructura, en donde se reportó un aumento de entre 61% a 91% en sus momentos flectores negativos, pudiendo verse afectada la integridad estructural de dicho elemento.

También cabe aclarar que el registro R2 mayoritariamente tendió a inducir menores aumentos porcentuales que los registros R1 y R3, e incluso presentó reducciones de respuestas sísmicas. Esto se podría asociar a que dicho registro es el que menores condiciones desfavorables presenta en sus parámetros, frente a los otros dos registros utilizados.

5. Sugerencias

Se recomienda realizar el estudio con un enfoque hacia el diseño de los elementos estructurales del puente, para poder tener una mejor percepción de los casos en los que los aumentos en fuerzas, momentos y deformaciones puedan afectar la integridad estructural de dichos elementos.

Referencias

- American Society of Civil Engineers. (2007). *ASCE/SEI 41-06. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. United States of America.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS. (2014). *Norma colombiana de diseño de puentes (CCP 14) - Sección 3: Cargas y factores de carga*. Colombia.
- Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica - AIS. (2014). *Norma Colombiana de diseño de puentes (CCP 14) - Sección 4: Análisis y evaluación estructural*. Colombia.
- Bozorgnia, Y., & Campbell, K. W. (2004). The vertical-to-horizontal response spectral ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and vertical design spectra. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(2), 175-207.
- Collier, C. J., & Elnashai, A. S. (2001). A procedure for combining vertical and horizontal seismic action effects. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(4), 521-539.
<https://doi.org/10.1080/13632460109350404>
- Elgamal, A., & He, L. (2008). Vertical earthquake ground motion records: An overview. *Journal of earthquake engineering*, 8(5), 663-697. <https://doi.org/10.1080/13632460409350505>
- Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2015). *Fundamentals of earthquake engineering: from source to fragility*. United States: Somerset: Wiley.
- Fernández Wilches, M. A., Ardila Hurtado, J. A., Chio Cho, G., & Benjumea Royero, J. M. (2020). *Caracterización de la componente vertical de los sismos moderados y fuertes en Colombia*. Tesis de pregrado, Universidad Industrial de Santander, Colombia.
- Hastak, M., Mirmiran, A., Miller, R., Shah, R., & Castrodale, R. (2003). State of practice for positive moment connections in prestressed concrete girders made continuous. *Journal of*

- bridge engineering*, 8(5), 267-272. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2003\)8:5\(267\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2003)8:5(267))
- Li, X., Dou, H., & Zhu, X. (2007). Engineering characteristics of near-fault vertical ground motions and their effect on the seismic response of bridges. *Earthquake engineering and engineering vibration*, 6(4), 345-350. <https://doi.org/10.1007/s11803-007-0723-5>
- MIDAS Information Technology Co., Ltd. (2022). Civil 2022 (v1.2). Colombia.
- Muñoz, E., & Valbuena, E. (2004). Evaluación del estado de los puentes de acero de la red vial de Colombia. *Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, 4(2), 125-140.
- Newmark, N. M. (1973). *A study of vertical and horizontal earthquake spectra*. U.S Atomic Energy Commission, Directorate of licensing, Washington D.C.
- Norton, J. A., King, A. B., Bull, D. K., Chapman, H. E., McVerry, G. H., Larkin, T. J., & Spring, K. C. (1994). *Northridge earthquake reconnaissance report*. The new zealand national society for earthquake engineering.
- Rodríguez Torres, D. E., Urrea Velandia, J. A., Santos Durán, C. M., Benjumea Royero, J. M., & Santos Durán, C. M. (2020). *Comparación del comportamiento estructural y de la constructibilidad de un puente viga-losa de dos vanos en función del tipo de continuidad y conexión entre la superestructura y el apoyo intermedio*. Tesis de pregrado, Universidad Industrial de Santander, Colombia.
- Taha, M. M., & Jia, Y. (2018). Post-tensioning the connection region of precast posttensioned bridge girders for continuity. *The civil engineering journal*, 27(1), 34-47. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2003\)8:5\(267\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2003)8:5(267))

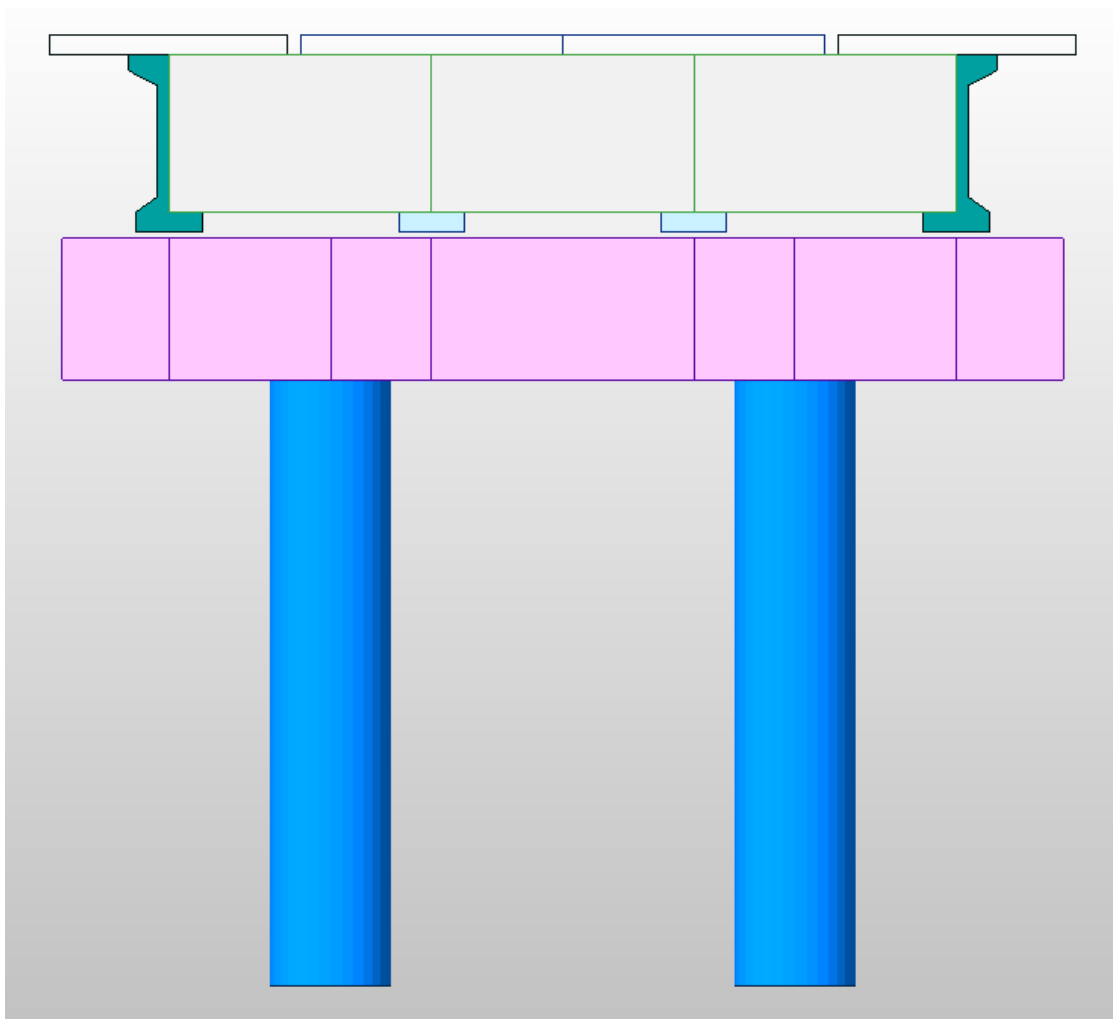
- The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC. (2004). *Eurocode 8: Desing of structure for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Belgium.
- Vargas Bejarano, C. I. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos*. Tesis maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.
- Yamin, L. E., & Ruiz, D. (2001). Vulnerabilidad sísmica de puentes en Colombia y estrategias para rehabilitación. *Revista de Ingeniería UNIANDES*, 74-80.
- Yin, L. (2004). *Continuity of bridges composed of simple-span precast prestressed concrete girders made continuous*. Tesis de Doctorado, New Jersey Institute of Technology, U.S.A.

Apéndices.

Apéndice A. Detalles del modelo computacional desarrollado en Midas Civil 2022.

Figura A1.

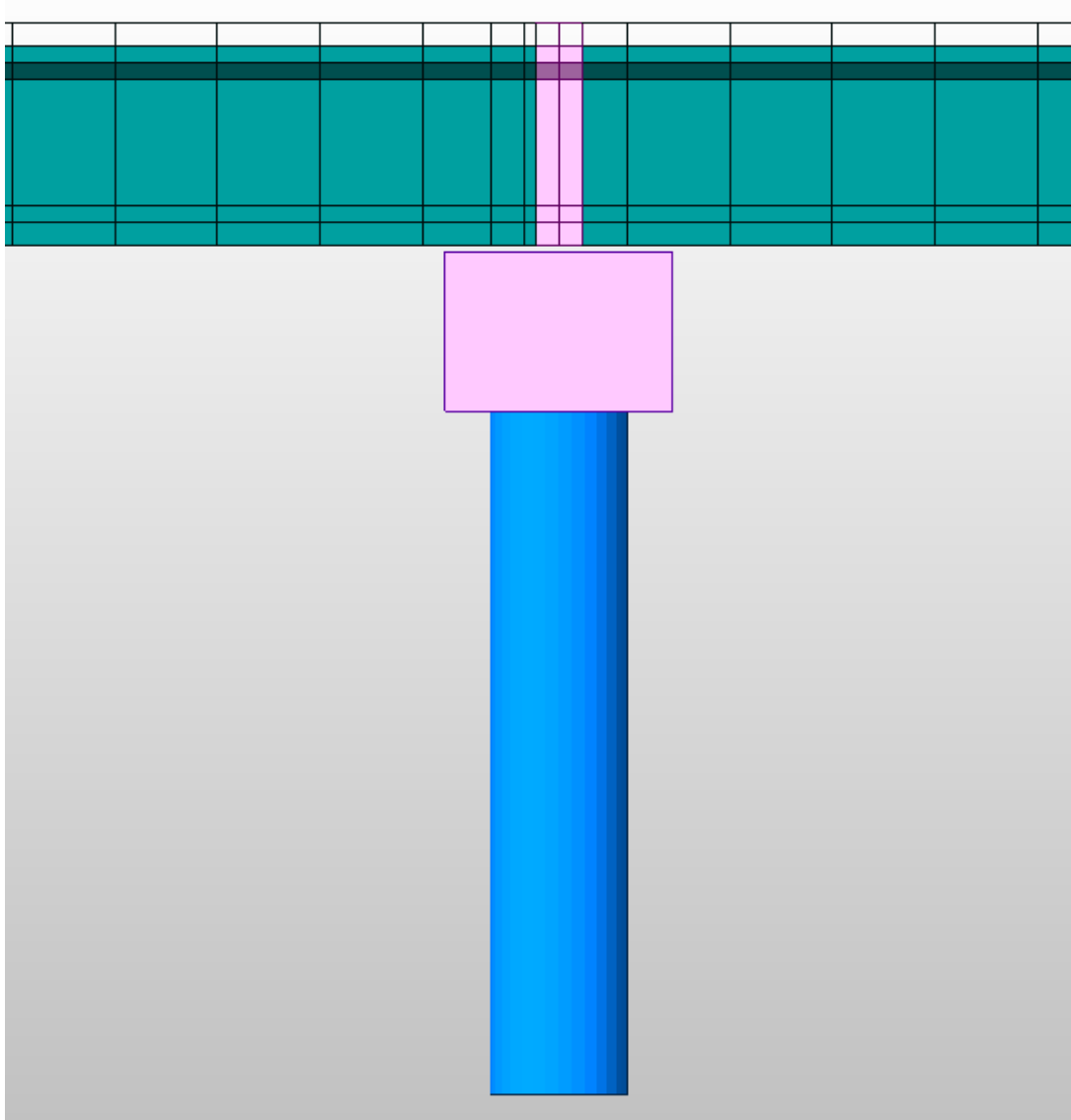
Vista Frontal del modelo computacional.



Fuente: (MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2022)

Figura A2.

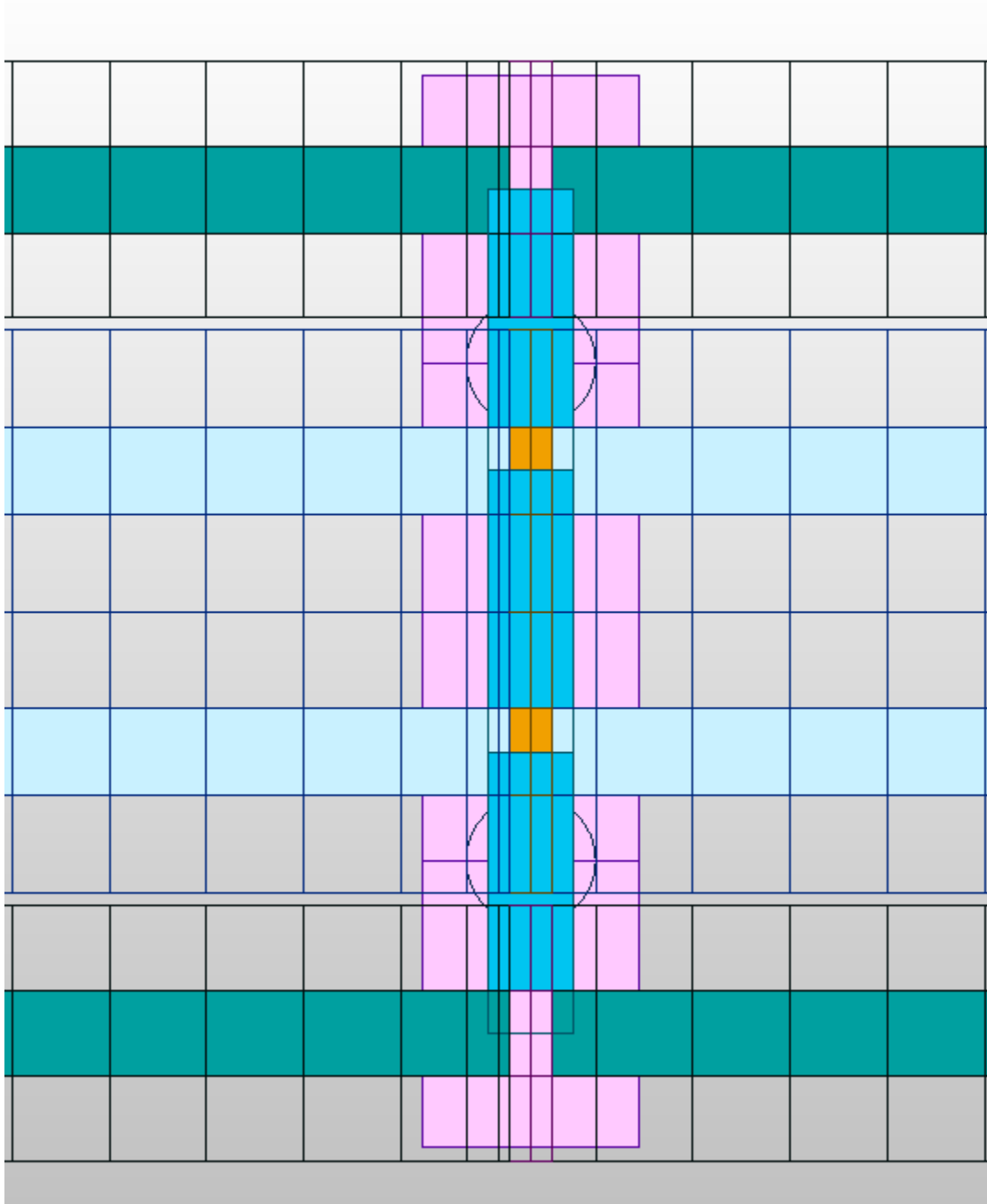
Vista lateral de la continuidad en la parte central del modelo computacional.



Fuente: (MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2022)

Figura A3.

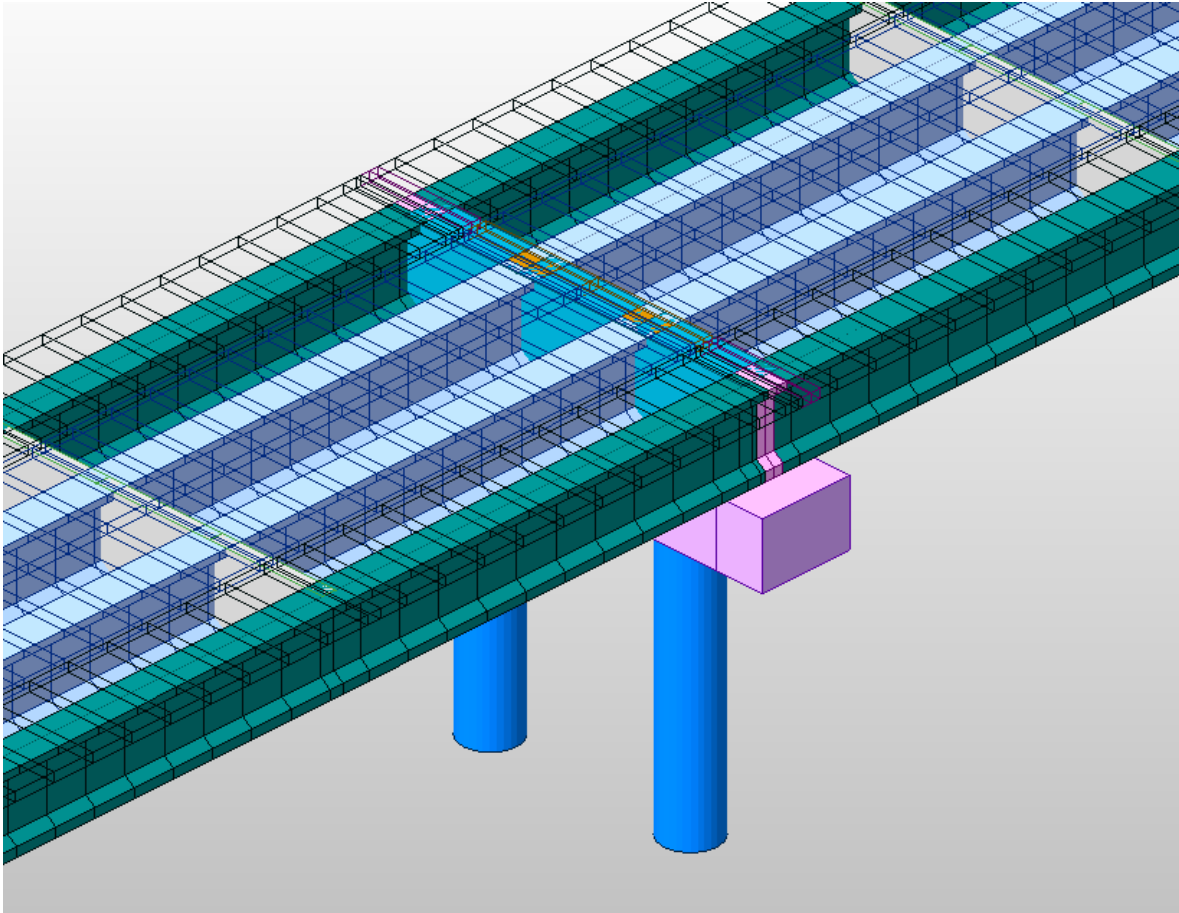
Vista superior de la continuidad en la parte central del modelo computacional.



Fuente: (MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2022)

Figura A4.

Vista isométrica de la continuidad en la parte central del modelo computacional.



Fuente: (MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2022)