

**Respuesta elástica de un puente viga cajón bajo la acción combinada de movimientos  
sísmicos verticales y horizontales durante construcción y servicio**

**Sergio Andrés Castro Giraldo**

**Trabajo de Grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil**

**Director**

**José Miguel Benjumea Royero  
Ph.D. en Ingeniería Civil y Ambiental**

**Codirector**

**Gustavo Chio Cho  
Ph.D. en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos**

**Universidad Industrial de Santander  
Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas  
Escuela de Ingeniería Civil  
Bucaramanga**

**2021**

**Dedicatoria**

*A Liliana y Daniel, por apoyarme incondicionalmente en cada etapa de mi vida, por ser un ejemplo de perseverancia y por ser mi motivación para seguir adelante.*

*A Anderxon, por brindarme la fortaleza necesaria para perseguir mis sueños, por nunca dudar de mi e incentivar-me a mejorar cada día.*

*A mis abuelos, por sus consejos y por su innegable amor.*

*Finalmente, a todos y cada uno de mis familiares quienes han estado en los momentos más difíciles y quienes de una u otra manera han aportado en mi formación y me han motivado a cumplir este sueño*

***Sergio Andrés Castro Giraldo.***

### Agradecimientos

*En primer lugar, quiero brindar un especial agradecimiento al director de este proyecto, el profesor José Miguel Benjumea Royero por su apoyo durante todo el desarrollo de esta investigación, por sus consejos y por su profesionalismo.*

*De igual manera al profesor Gustavo Chio Cho por sus valiosos aportes y observaciones realizadas durante el desarrollo de esta investigación.*

**Tabla de Contenido**

	<b>Pág.</b>
Introducción .....	12
1. Objetivos .....	15
1.1 Objetivo General .....	15
1.2 Objetivos Específicos.....	15
2. Metodología .....	16
2.1 Descripción del puente.....	16
2.2 Modelamiento de la estructura.....	17
2.1.1 Evaluación de cargas en fase constructiva.....	20
3. Análisis dinámico.....	22
3.1 Espectro de aceleración horizontal .....	23
3.2 Espectro de aceleración vertical.....	25
3.3 Evaluación del efecto de la componente vertical sísmica.....	29
4. Análisis de resultados .....	31
4.1 Respuesta modal del puente.....	31
4.2 Respuestas sísmicas máximas durante construcción .....	34

4.2.1 Comportamiento de la pila.....	34
4.2.2 Comportamiento de la viga.....	36
4.3 Respuestas sísmicas máximas en estado de servicio .....	41
4.3.1 Comportamiento de la pila.....	41
4.3.2 Comportamiento de la viga.....	43
4.4 Evolución de $\alpha$ y $\beta$ con la construcción del puente.....	45
5. Conclusiones .....	50
6. Recomendaciones .....	52
Referencias Bibliográficas .....	53
Apéndices.....	56

**Lista de Tablas**

**Pág.**

Tabla 1. Parámetros sísmicos utilizados para la construcción del $C_{smH}$ .....	24
Tabla 2. Respuestas modales y periodos fundamentales del puente durante la etapa constructiva CS9.....	32
Tabla 3. Respuestas modales y periodos fundamentales del puente durante la etapa constructiva CS20.....	33
Tabla 4. Valores de $\alpha$ y $\beta$ para la fuerza axial en la pila durante las etapas constructivas estudiadas. .....	35
Tabla 5. Valores de $\alpha$ y $\beta$ para el momento longitudinal en la viga durante las etapas constructivas propuestas. (a) Momento flector positivo. (b) Momento flector negativo.....	40
Tabla 6. Valores de $\alpha$ y $\beta$ para el cortante vertical en la viga durante las etapas constructivas propuestas. (a) Cortante positivo. (b) Cortante negativo. ....	40

**Lista de Figuras**

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Sección transversal de la viga (a) sección sobre pila, (b) sección sobre estribos.....	16
Figura 2. Sección transversal de la columna.....	17
Figura 3. Modelo final puente caso de estudio (CS20).....	17
Figura 4. Principales fases de construcción analizadas. ....	18
Figura 5. Espectro de aceleración horizontal.....	25
Figura 6. Relaciones V/H propuesta por Bozorgnia y Campbell para rocas y suelos rígidos. ....	27
Figura 7. Espectro de aceleración vertical propuesto por Bozorgnia y Campbell.....	27
Figura 8. Espectros de aceleración vertical (a) distancias a la falla entre 20km y 60km ( $V_{ff}$ ), (b) distancias a la falla menores a 20km ( $V_{nf}$ ).....	28
Figura 9. Reacción vertical en la base de la pila (CS9). ....	34
Figura 10. Envolventes de (a) momento flector y (b) cortantes en la viga durante la etapa constructiva CS9 para la combinación $0.3H_Y + V$ .....	36
Figura 11. Envolvente crítica de fuerzas y momento en la viga durante la etapa constructiva CS9 y combinación $H_X + 0.3V$ . (a) Momento $M_y$ (b) Fuerza Cortante $F_z$ . ....	38
Figura 12. Diagramas de fuerza axial en la pila durante la etapa constructiva CS9. (a) Combinación $H + 0.3V$ (b) Combinación $0.3H + V$ . ....	42

Figura 13. Envolvente critica de fuerzas y momento en la viga durante servicio CS20 y combinación  $H_X+0.3V$ . (a) Momento  $M_y$  (b) Fuerza Cortante  $F_z$  ..... 44

Figura 14. Evolución de los parámetros Alpha y Beta en la construcción del puente para la fuerza axial en la pila. .... 46

Figura 15. Evolución de los parámetros Alpha y Beta en la construcción del puente para el momento flector negativo máximo de la viga..... 47

Figura 16. Evolución de los parámetros Alpha y Beta en la construcción del puente para el momento flector positivo de la viga..... 47

Figura 17. Evolución de los parámetros Alpha y Beta en la construcción del puente para el cortante vertical positivo y negativo máximo de la viga. .... 48

**Lista de Apéndices**

Apéndice A. Verificación de esfuerzos en la viga durante la construcción y en servicio. .... 56

Apéndice B. Respuestas modales de las etapas constructivas del puente..... 59

Apéndice C. Respuestas de fuerza axial de la pila y momento flector y cortante en la viga durante las etapas constructivas propuestas ..... 66

## Resumen

**Título:** Respuesta elástica de un puente viga cajón bajo la acción combinada de movimientos sísmicos verticales y horizontales durante construcción y servicio \*

**Autor:** Sergio Andrés Castro Giraldo \*\*

**Palabras Clave:** puente viga cajón; componente vertical sísmica; relación V/H, análisis multi modal espectral.

**Descripción:** La influencia de la componente horizontal sísmica (H) en la respuesta estructural de puentes ha sido ampliamente estudiada, en contraste con las pocas investigaciones realizadas sobre los efectos estructurales causados por la componente vertical (V). En Colombia, la normativa que rige el diseño de puentes CCP-14, no menciona la inclusión de los sismos verticales en el diseño y análisis dinámico de puentes. El presente proyecto investiga los efectos estructurales causados por la componente vertical sísmica a un puente de concreto reforzado de dos vanos con sección de cajón construido en Colombia por medio de voladizos sucesivos. El análisis dinámico del puente cuya longitud total y altura de pilar son 151 m y 19 m, respectivamente, fue realizado utilizando el método multi modal espectral para cuatro diferentes fases constructivas y en servicio. La respuesta del puente se analizó utilizando un modelo computacional desarrollado en el software Midas Civil en el rango lineal y elástico de los materiales. Los análisis se realizaron para la dirección longitudinal y transversal, por separado, utilizando el espectro aceleración horizontal definido en el Código de diseño de puentes de Colombia. La componente vertical sísmica se incluyó mediante el uso de un espectro de aceleración construido a través de relaciones  $V/H$  para sismos con distancias cercanas a la fuente de falla. Los resultados mostraron que los movimientos verticales del suelo generan principalmente incrementos en la demanda de momento flector en la viga y fuerza axial en la pila. Además, se observó que a medida que la construcción del puente avanza, la componente vertical sísmica pierde influencia en la respuesta estructural del puente, siendo las primeras etapas constructivas las más afectadas por los sismos verticales. Por lo tanto, los sismos verticales deberían ser considerados en el diseño y construcción de puentes por voladizos sucesivos.

---

\* Trabajo de Grado

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

## Abstract

**Title:** Elastic response of a box girder bridge under the combined action of vertical and horizontal seismic motions during construction and in service \*

**Author:** Sergio Andrés Castro Giraldo \*\*

**Key Words:** balanced cantilever bridge; staged-construction; response spectrum analysis; V/H ratio; near-field.

**Description:** The influence of horizontal earthquakes on the structural response of bridges has been widely studied, in contrast to the few investigations conducted on the effects caused by the vertical ground motions. In Colombia, the regulations for the design of bridges CCP-14, do not mention the inclusion of vertical earthquakes in the design and dynamic analysis of bridges. This project was aimed to investigate the structural effects caused by the vertical component to a two-span balanced cantilever box girder bridge built in Colombia by using staged-construction. The dynamic analysis of the bridge, which total length and pier height are 151 m and 19 m, respectively, was performed employing the Multi modal response spectrum analysis in service and during four different construction stages. The response of the bridge was analyzed using a computational model developed in Midas Civil software in the linear and elastic range of materials. The analyses were performed for the longitudinal and transverse directions, separately, considering the horizontal (H) acceleration response spectrum defined in the Colombian Bridge Design Code. The vertical seismic component was included by using an acceleration spectrum constructed through V / H ratios for earthquakes with distances close to the failure source. The results showed that vertical ground motions mainly generate increases in the bending moment demand in the beam and axial force in the pile. In addition, it was observed that as the bridge construction progresses, the vertical seismic component loses influence on the structural response of the bridge, being the first construction stages the most affected by vertical earthquakes. Therefore, vertical earthquakes should be considered in the design and construction of successive cantilever bridges.

---

\* Degree Work

\*\* Faculty of Physicomechanical Engineering. School of Civil Engineering. Advisor: José Miguel Benjumea Royero Ph.D. Co-advisor: Gustavo Chio Cho, Ph.D.

### Introducción

El crecimiento y mejoramiento de la red vial colombiana que se dio a partir del año 2008 trajo consigo el auge de la construcción de puentes por voladizos sucesivos con secciones viga cajón postensadas. Estos puentes son apropiados para salvar las diferentes depresiones propias de la topografía colombiana y representan una solución técnica y económicamente competitiva para los proyectos de infraestructura (Restrepo, 2014), (Takács, 2002).

El diseño durante construcción de este tipo puentes debe incluir acciones como el viento, la caída del carro de avance o el volcamiento de uno de los voladizos (Benjumea-Royero & Chio, 2013). Además, como sugieren (Zheng & Yuan, 2012) y (Lucko & De La Garza, 2003), el análisis dinámico para la evaluación de las fuerzas sísmicas debe considerar todas las etapas constructivas del puente debido a que la construcción por voladizos sucesivos posiciona al puente en un estado vulnerable ya que este carece de redundancia y tiene un peso considerable.

Típicamente, las fuerzas sísmicas de diseño en los puentes son calculadas sin tener en cuenta los efectos generados por la componente vertical sísmica, a pesar de que estudios previos han demostrado que dicha componente puede ocasionar ciertos modos de fallas e incluso el colapso de puentes. De acuerdo a (Bhanu et al., 2018), el movimiento vertical del suelo puede conducir a la amplificación y variación de la fuerza axial en las columnas, un aumento en las demandas de momento en vigas y columnas, la reducción de la capacidad a cortante de las columnas y la disminución en la capacidad de disipación de energía en miembros y conexiones. Estos efectos han quedado demostrados en los daños estructurales de gran escala atribuidos a las altas aceleraciones verticales observadas durante los terremotos de San Fernando ( $M_w=6.7$ , siendo

$M_w$  la magnitud de momento sísmico) en 1971, Kalamata ( $M_w=5.9$ ) en 1986, Northridge ( $M_w=6.7$ ) en 1994 y Kobe ( $M_w=6.9$ ) en 1995 (Papazoglou & Elnashai, 1996).

La investigación reciente desarrollada por (Bayraktar et al., 2020) estudió los efectos causados por la componente vertical sísmica en la respuesta estructural de puentes viga cajón de dos y tres vanos ubicados en sitios cercanos a fallas activas. Los resultados, obtenidos por medio de un análisis lineal dinámico cronológico, mostraron que la omisión del movimiento vertical del suelo puede conducir a predicciones incorrectas de las respuestas máximas de fuerza axial en la pila y de las demandas de desplazamiento vertical y momento flector en la viga. Los autores recomendaron que la combinación de la componente vertical (V) y horizontal (H) se tenga en cuenta en los análisis sísmicos.

Aunque el estudio realizado (Bayraktar et al., 2020) brinda una idea de los efectos generados por la componente vertical sísmica en la respuesta estructural de los puentes de viga cajón en estado de servicio, la comprensión completa de los efectos causados por dicha componente requerirá el estudio de la respuesta del puente durante su construcción. Considerando que Colombia es un país sísmicamente activo y que múltiples puentes viga cajón de concreto postensado se construyen mediante el método de voladizos sucesivos, la presente investigación busca analizar la influencia de la componente vertical sísmica en la respuesta de la viga y la pila de un puente viga cajón de dos vanos durante construcción y en la condición de servicio. Este análisis fue realizado usando modelos computacionales en donde se obtuvieron las fuerzas mediante el método de análisis multimodal espectral, con y sin la componente vertical. Las respuestas sísmicas durante varias fases constructivas fueron contrastadas con las obtenidas en la condición de servicio con el fin de identificar las fases constructivas en las cuales la componente

vertical de los sismos podría afectar significativamente el desempeño estructural de los elementos principales del puente.

## 1. Objetivos

### 1.1 Objetivo General

Determinar los efectos estructurales causados por la componente vertical sísmica en un puente viga cajón durante su construcción y en estado de servicio.

### 1.2 Objetivos Específicos

- Comparar las demandas de desplazamientos y fuerzas del puente en estado de servicio bajo acciones sísmicas, con y sin la componente vertical, mediante un análisis multi modal espectral.

- Determinar la respuesta estructural del puente bajo cargas sísmicas, con y sin la componente vertical, durante dos etapas constructivas diferentes.

- Determinar el grado de incidencia de la relación entre aceleraciones pico verticales y horizontales (relación V/H) en la respuesta sísmica del puente durante construcción y servicio.

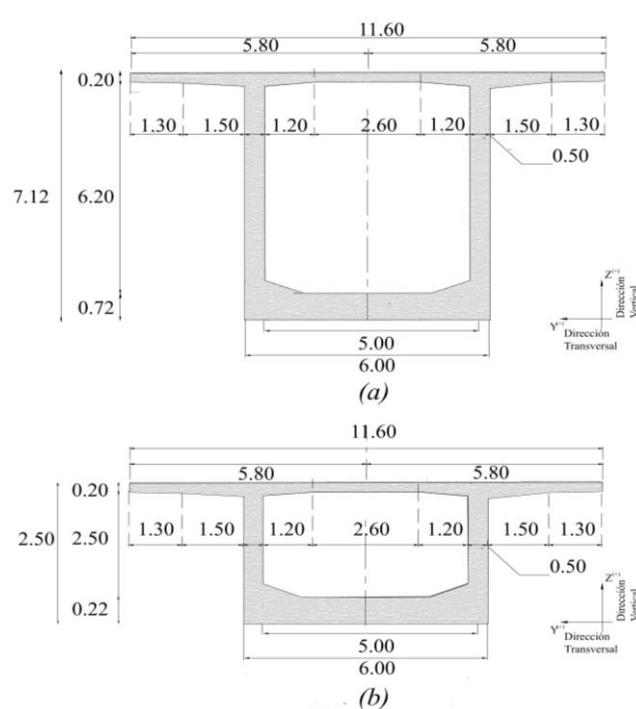
## 2. Metodología

### 2.1 Descripción del puente

En este estudio se analizó un puente viga cajón de concreto postensado, el cual es simétrico y posee dos vanos, cada uno de longitud de 75.5 m. La sección de la viga es unicelular, de ancho 11.6 m y con aletas de 2.8 m de longitud (Figura 1). La altura de la viga varía parabólicamente desde 7.12 m en la zona de apoyo sobre la pila a 2.5 m en la zona de apoyo sobre los estribos. La pila tiene una altura total de 19 m y su sección transversal es rectangular hueca (Figura 2), con dimensiones externas de 4 m en dirección longitudinal y 6 m en sentido transversal, y con muros de espesor igual a 0.5 m.

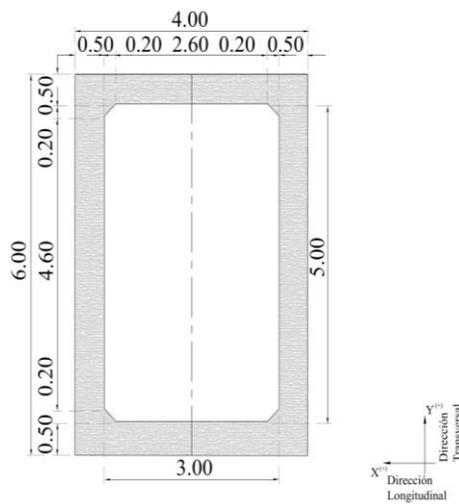
**Figura 1.**

*Sección transversal de la viga (a) sección sobre pila, (b) sección sobre estribos.*



**Figura 2.**

*Sección transversal de la columna*

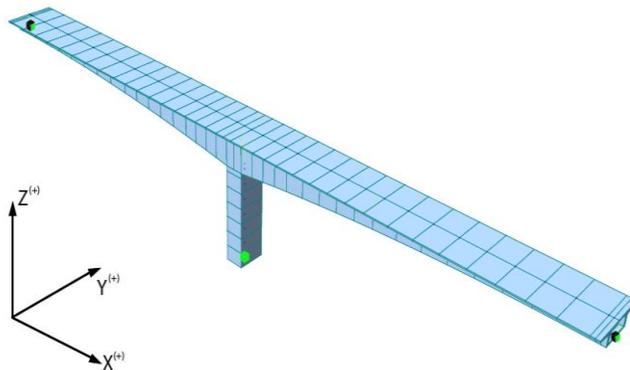


## 2.2 Modelamiento de la estructura

El puente fue modelado y analizado mediante el software Midas Civil (*MIDAS CIVIL Software*, 2020). La viga y la pila fueron idealizados por medio de elementos tipo *Beam* (elementos longitudinales conformados por dos nodos, cada uno de seis grados de libertad). Se asumió una conexión rígida en la unión viga-pila, y se empleó un empotramiento perfecto en la base de la pila (Figura 3).

**Figura 3.**

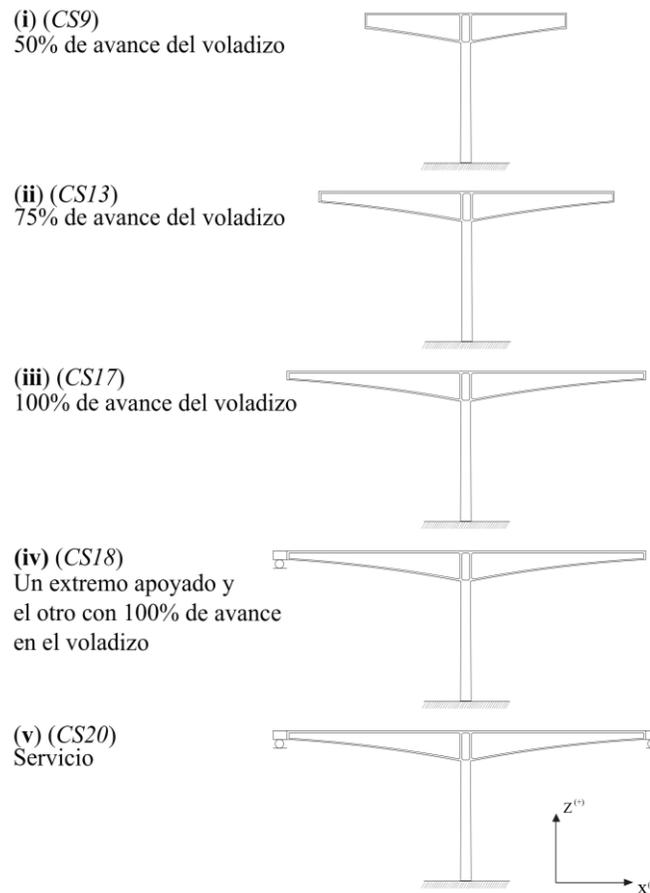
*Modelo final puente caso de estudio (CS20)*



Para las condiciones de apoyo de la viga sobre los estribos, se utilizaron apoyos tipo rodillo sin fricción, restringiendo los desplazamientos en los ejes  $Y$  (dirección transversal) y  $Z$  (dirección vertical).

**Figura 4.**

*Principales fases de construcción analizadas.*



De acuerdo con la secuencia de construcción definida en este estudio, el análisis del proceso constructivo se desarrolló teniendo en cuenta la activación y desactivación de elementos, condiciones de apoyo y cargas. Se definieron 20 etapas constructivas cuyo nombre está compuesto por el prefijo *CS* (*Construction Stage*) y el número de la etapa. La etapa constructiva 1 *CS1* corresponde a la construcción de la pila y tiene una duración de 100 días. Por otra parte, las etapas

*CS2 a CS17* están relacionadas con la ejecución de las dovelas intermedias, las cuales tienen una duración total de 7 días cada una. Las dovelas intermedias son fundidas el día 1, transcurridos 4 días, se instala el carro de avance y el postensado. Luego, en el último día de la etapa constructiva (día 7) se funde la dovela posterior. Las etapas constructivas *CS18* y *CS19* corresponden a la construcción de las dovelas de cierre sobre los estribos y su duración es de 20 días cada una. Algunas de esas etapas se muestran en la Figura 4.

El análisis de la estructura se limitó al rango lineal-elástico de los materiales, usando un concreto de resistencia máxima a la compresión ( $f'_c$ ) igual a 42 MPa y módulo de elasticidad ( $E_c$ ) de 30348 MPa para la viga, y un concreto con  $f'_c = 35$  MPa y  $E_c = 27704$  MPa. El coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de ambos concretos fue de 0.2.

En la viga, los esfuerzos límites a tensión y compresión antes de pérdidas fueron calculados según los lineamientos dados en la Norma Colombiana de diseño de puentes (CCP-14, en adelante) (Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014, sec. 5.9.4.1). Para esto se empleó una resistencia a la compresión del concreto en el momento de la transferencia ( $f'_{ci}$ ) igual a 33.6 MPa. Los esfuerzos límites a compresión y tensión se calcularon con las ecuaciones 1 y 2, respectivamente. Los resultados de la verificación de los esfuerzos admisibles y análisis del proceso constructivo se encuentran en el Apéndice A.

Compresión:

$$0.6 f'_{ci} = 20.16 \text{ MPa} \quad (1)$$

Tensión:

$$0.35 \sqrt{f'_{ci}} = 2.03 \text{ MPa} \quad (2)$$

Para el presfuerzo se utilizaron torones de diámetro nominal de 5/8" de baja relajación, con área neta de  $1.4 \text{ cm}^2$ , resistencia última a la tracción  $f_u = 1860 \text{ MPa}$  y módulo de elasticidad  $E_{sp} = 195 \text{ GPa}$ .

Los efectos generados por la fluencia y retracción del concreto para la pila y la viga fueron modelados siguiendo las recomendaciones del Comité Euro-Internacional du Béton (1993) (Walvaren, 2012). La humedad relativa del ambiente (RH) se tomó igual a 68% y se asumió que el cemento es de endurecimiento rápido. La columna tiene un tamaño nominal igual a 0.64 m, mientras que en la viga el tamaño nominal varía dependiendo del tamaño de la sección transversal con valores que oscilan entre 0.42 m para las secciones sobre estribos y 0.60 m para la sección sobre columna. Los efectos de relajación del acero fueron incluidos considerando los estudios realizados por (Magura et al., 1964).

### *2.1.1 Evaluación de cargas en fase constructiva*

Las cargas gravitacionales que fueron tenidas en cuenta durante construcción consisten en el peso propio de la estructura (SW), el peso del carro de avance (FT), el peso del concreto fresco sobre el carro de avance (WC), el presfuerzo (PS) y la carga sobreimpuesta (WSD). En adelante, la resultante generada por las cargas previamente expuestas será denotada como cargas permanentes (D).

Para representar las acciones producidas por el peso del carro de avance sobre cada dovela construida, se aplicó una carga vertical de 490.3 kN y un momento alrededor del eje Y de 1225.8 kN-m, siendo este último calculado para una excentricidad del peso del carro de avance igual a 2.5 m respecto de la cara de la dovela construida. El peso del concreto fresco de la dovela a construir

fue representado del mismo modo, sin embargo, la magnitud y el momento en la cara de la dovela construida fueron calculados automáticamente por el software. La carga muerta sobrepuesta (WSD) fue distribuida a lo largo de toda la viga y tiene un valor igual a 25.5 kN/m. Esta carga es activada en el primer día de la última etapa constructiva (CS20) y corresponde al peso del pavimento, barreras de protección y demás elementos no estructurales que están sobre la viga. Además de las cargas gravitacionales se incluyeron las acciones sísmicas siguiendo las características descritas en la siguiente sección.

### 3. Análisis dinámico

Con el propósito de evaluar la respuesta estructural del puente ante el sismo de diseño, se ejecutaron análisis dinámicos para cinco diferentes estados del puente (Figura 4): (i) puente en fase constructiva con ambos extremos de la viga libres y 50% de avance del voladizo *CS9*; (ii) puente en fase constructiva con ambos extremos de la viga libres y 75% de avance de voladizo *CS13*; (iii) puente en fase constructiva con ambos extremos de la viga libres y 100% de avance del voladizo *CS17*; (iv) puente en fase constructiva con un extremo apoyado sobre el estribo y el otro libre con 100% de avance del voladizo *CS18*; y (v) puente en estado de servicio *CS20*. Debe notarse que en la etapa constructiva *CS18* (condición iv), el carro de avance sólo está en uno de los extremos del voladizo de la viga.

Los análisis dinámicos se ejecutaron usando el método multi modal espectral. Este tipo de análisis es uno de los más usados en el diseño sísmico debido a su relativa simplicidad y bajo costo computacional (Simon & Vigh, 2014). Las propiedades dinámicas del modelo computacional del puente se determinaron mediante un análisis modal (*EigenValue* en Midas Civil) utilizando 30 modos de vibración para cada caso estudiado. El número de modos fue seleccionado de modo tal que la suma de la masa modal efectiva en cada una de las direcciones principales del puente sea mayor que el 90% de la masa total del puente. La masa del puente en cada fase fue determinada a partir del peso propio de las dovelas, pila y el carro de avance. El coeficiente de amortiguamiento viscoso usado en este estudio fue de 5%, siguiendo las recomendaciones del CCP-14.

Con el fin de definir en qué situación la componente vertical sísmica afecta en mayor medida la respuesta estructural del puente, este se analizó primero bajo la acción de la componente sísmica longitudinal ( $H_x$ ) y transversal ( $H_y$ ) actuando por separado, y luego bajo la acción

combinada de las componentes longitudinal y vertical ( $H_X+V$ ) y transversal y vertical ( $H_Y+V$ ). Las fuerzas y desplazamientos modales se combinaron mediante el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) y la regla de combinación direccional fue del 100%-30%, bajo la premisa que las dos componentes que están siendo combinadas no están correlacionadas (Salazar, 2015). Vale la pena aclarar que este método de combinación es sugerido en la Sección 3.10.8 del CCP-14 para la combinación de los efectos generados por las dos componentes horizontales del sismo. Por lo tanto, los casos que fueron analizados son:

- 100%  $H_X + D$
- 100%  $H_Y + D$
- 100%  $H_X + 30\% V + D$
- 30%  $H_X + 100\% V + D$
- 100%  $H_Y + 30\% V + D$
- 30%  $H_Y + 100\% V + D$

### 3.1 Espectro de aceleración horizontal

Para el análisis dinámico del puente se empleó la zona de amenaza sísmica utilizada en el diseño del puente, el cual se encuentra ubicado en la vía que comunica a Santa Fé de Antioquia con Cañasgordas, Colombia. El espectro horizontal de aceleración de diseño para el puente en estado de servicio se obtuvo siguiendo la sección 3.10.4 del CCP-14. El perfil de suelo se asumió como tipo C, indicando que la velocidad promedio de onda de cortante en los primeros 30 m superficiales se encuentra entre 360 m/s y 760 m/s. Los parámetros con los cuales fue obtenido

este espectro se muestran en la Tabla 1, mientras que el coeficiente sísmico de diseño ( $C_{sm}$ ) resultante se presenta en la Figura 5.

**Tabla 1.**

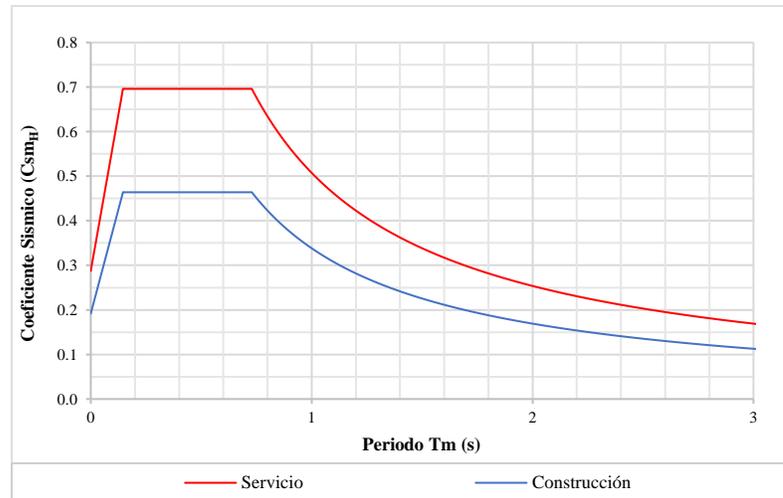
*Parámetros sísmicos utilizados para la construcción del  $C_{smH}$ .*

<i>Parámetros</i>		<b>Valor</b>
<b>PGA</b>	<i>Coeficiente de aceleración pico efectiva</i>	<b>0.25</b>
<b>Ss</b>	<i>Coeficiente de aceleración de respuesta horizontal para un periodo de 0.2s</i>	<b>0.60</b>
<b>SI</b>	<i>Coeficiente de aceleración de respuesta horizontal para un periodo de 1s.</i>	<b>0.35</b>
<b>Fpga</b>	<i>Factor de sitio para un periodo nulo en el espectro de respuesta de aceleraciones</i>	<b>1.15</b>
<b>Fa</b>	<i>Factor de sitio para intervalos de periodos cortos en el espectro de respuesta de aceleraciones</i>	<b>1.16</b>
<b>Fv</b>	<i>Factor de sitio para intervalos de periodos largos en el espectro de respuesta de aceleraciones</i>	<b>1.45</b>
<b>As</b>	<i>Coeficiente de aceleración pico del suelo modificado por factores de sitio para periodos cortos</i>	<b>0.29</b>
<b>Sds</b>	<i>Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 0.2s</i>	<b>0.70</b>
<b>SdI</b>	<i>Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 1s</i>	<b>0.51</b>

El coeficiente de diseño sísmico horizontal para el análisis durante construcción también se muestra en la Figura 5. Este se obtuvo siguiendo las recomendaciones dadas en la sección 3.10.10 del CCP-14, en donde se expone que el coeficiente de aceleración sísmico durante construcción puede ser reducido por un factor no mayor a 2 para el cálculo de fuerzas y desplazamientos elásticos. En este trabajo se usó un factor de reducción igual a 1.5 con el fin de posicionar al puente en una situación de vulnerabilidad sísmica crítica durante construcción debido a la componente vertical. Un trabajo futuro podría estudiar el uso de otros valores (mayores o menores a 1.5) y su efecto en la respuesta del puente.

**Figura 5.**

*Espectro de aceleración horizontal*



### 3.2 Espectro de aceleración vertical

La relación de la componente vertical del movimiento del suelo sobre la componente horizontal se conoce comúnmente como la relación V/H. Las relaciones V/H de la aceleración pico del terreno y las respuestas espectrales se utilizan a menudo para determinar la intensidad relativa de la componente vertical sísmica (Bhanu et al., 2018).

Algunos códigos de diseño sísmico de estructuras sugieren el cálculo a escala de una sola forma vertical espectral, originalmente derivada de la componente horizontal. Por ejemplo, en el capítulo A.2.8 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) (Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010) se recomienda que cuando se utilice la componente vertical de los sismos, como mínimo debe tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño o en las familias de acelerogramas. Además, en la sección 2.7 del Manual de Referencia del LRFD Seismic

Analysis and Design of Bridges (U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2014) se especifica que para construir el espectro vertical de aceleración se podrá aplicar como regla de oro un factor de reducción de  $2/3$  al coeficiente sísmico de diseño horizontal.

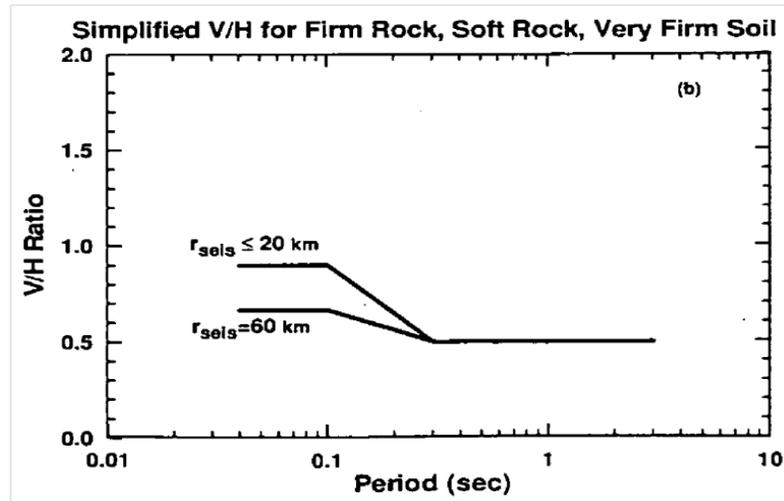
La regla de oro mencionada previamente es poco conservadora para estructuras ubicadas a distancias cortas de fallas activas y demasiado conservadora para distancias a las fallas relativamente grandes (i.e. mayor que 40 km). Algunos estudios (Abrahamson & Litehiser, 1989; Ambraseys & Simpson, 1996; Bozorgnia & Campbell, 2004; Elgamal & He, 2004) proporcionaron evidencia para confirmar la falta de precisión del factor  $V/H = 2/3$ , ya que esta característica del movimiento vertical depende de la magnitud, la distancia de la fuente, las condiciones del lugar, la trayectoria del viaje y el tipo y profundidad de la fuente sismogénica (Kim et al., 2011). Autores como (Elnashai, 1997) y (Papazoglou & Elnashai, 1997) han propuesto metodologías para la obtención del espectro vertical de aceleración, concluyendo que los valores de aceleración máxima serán obtenidos para estructuras con periodos verticales cortos ( $0.05 \text{ s} < T_v < 0.15 \text{ s}$ ) y que la amplitud del espectro de aceleración vertical decae a partir de  $T_v = 0.15 \text{ s}$ .

En este trabajo, el espectro de aceleración vertical se construyó utilizando la metodología propuesta por (Bozorgnia & Campbell, 2004). Estos autores plantearon construir el coeficiente sísmico de diseño vertical a partir del coeficiente sísmico de diseño horizontal ( $C_{sm}$ ) y de las relaciones  $V/H$  presentadas en la Figura 6. Esta relación depende del periodo de vibración vertical de la estructura y de la distancia a la fuente para los casos (i) distancias a la fuente entre 20 km y 60 km para relaciones y (ii) distancias a la fuente menores a 20 km. En adelante, la componente vertical relacionada con los casos previamente expuestos se denotará como  $V_{ff}$  (*far-field*) para el caso (i) y  $V_{nf}$  (*near-field*) para el caso (ii). Los sismos con distancias a la fuente mayores a 60 km no fueron tomados en cuenta en este estudio puesto que son considerados como lejanos a la fuente

y la influencia de la componente vertical sísmica en las estructuras es despreciable (Bozorgnia & Campbell, 2004).

**Figura 6.**

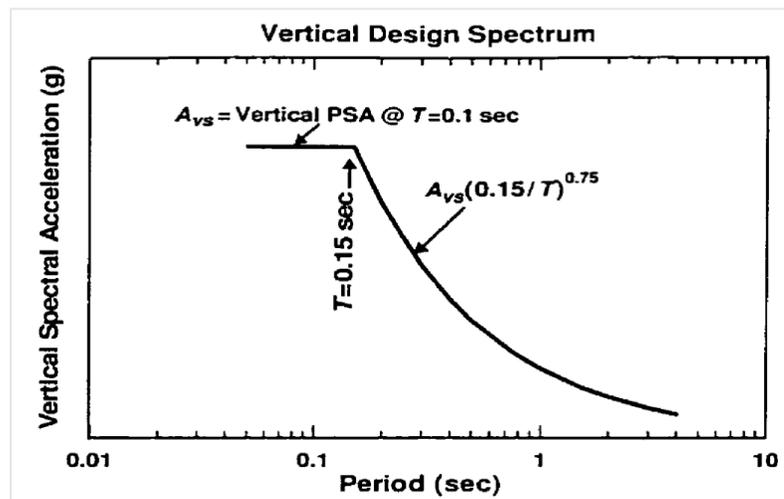
*Relaciones V/H propuesta por Bozorgnia y Campbell para rocas y suelos rígidos.*



Nota: tomado de (Bozorgnia & Campbell, 2004)

**Figura 7.**

*Espectro de aceleración vertical propuesto por Bozorgnia y Campbell.*



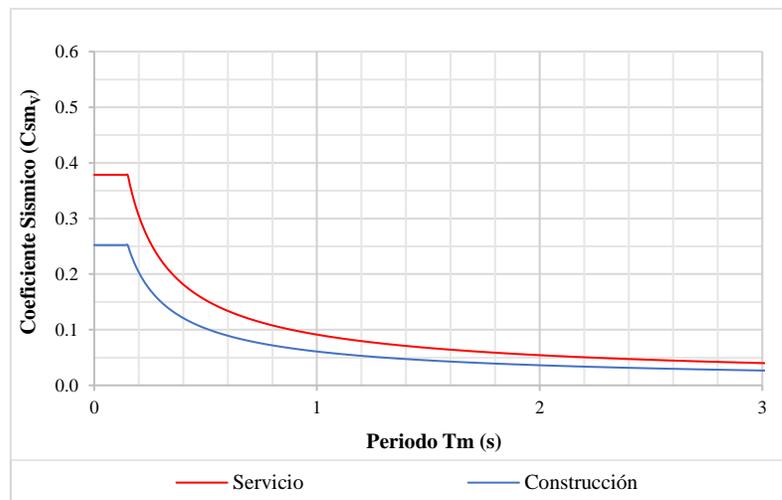
Nota: tomado de (Bozorgnia & Campbell, 2004)

La amplitud máxima ( $A_{vs}$ ) del espectro de pseudo-aceleración vertical se calcula multiplicando el valor de aceleración espectral horizontal en  $T = 0.1$  s (Figura 5) y el valor correspondiente en el espectro de relación V/H (Figura 6). El valor de  $A_{vs}$  obtenido es utilizado para generar el espectro de aceleración vertical para los periodos mayores a 0.15 s siguiendo la ecuación mostrada en la Figura 7.

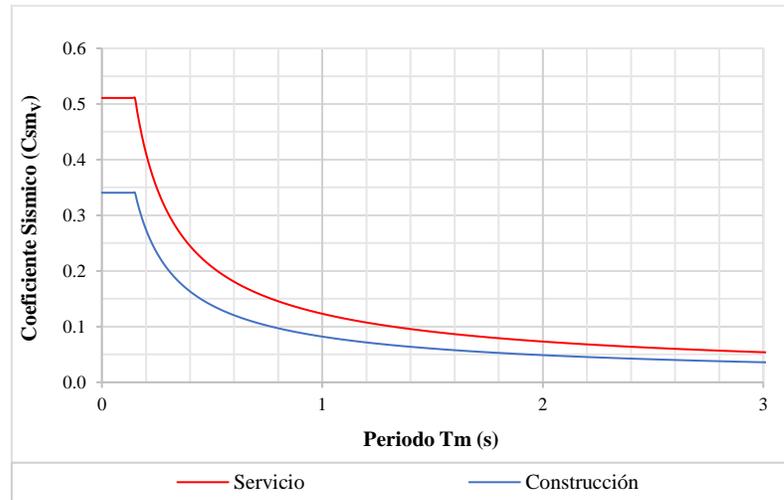
Del mismo modo que para la componente horizontal sísmica, el espectro de aceleración vertical durante construcción se generó aplicando un factor de reducción de 1.5 al coeficiente sísmico de diseño vertical en servicio. Los espectros de aceleración vertical para los sismos de fuente lejana ( $V_{ff}$ ) y cercana ( $V_{nf}$ ) en fase constructiva y en estado de servicio, se muestran en las Figuras 8 (a) y (b), respectivamente.

**Figura 8.**

Espectros de aceleración vertical (a) distancias a la falla entre 20km y 60km ( $V_{ff}$ ), (b) distancias a la falla menores a 20km ( $V_{nf}$ ).



(a)



(b)

### 3.3 Evaluación del efecto de la componente vertical sísmica

Para cuantificar el efecto de la componente vertical sísmica se calcularon los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  mostrados en las ecuaciones 3 y 4, respectivamente. Estos parámetros representan la relación entre las respuestas estructurales ( $S$ ) de interés en la pila y en la viga del puente.

El denominador indica la respuesta obtenida por la acción de la componente horizontal ( $H_i$ ), mientras que el numerador representa la respuesta obtenida para las combinaciones direccionales  $H_i+0.3V$  y  $0.3H_i+V$ . Se debe resaltar que el subíndice indica que la componente horizontal puede ser longitudinal ( $H_X$ ) o transversal ( $H_Y$ ) y que los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  calculados incluyen los efectos debido a las cargas permanentes ( $D$ ). Además, el subíndice “nf” o “ff” también fue agregado a los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  para diferenciar los casos de sismos de fuente cercana (*near-field*) o lejana (*far-field*).

$$\alpha_{i,nf \acute{o} ff} = \frac{S_{H_i+0.3V}}{S_{H_i}} \quad (3)$$

$$\beta_{i,nf \acute{o} ff} = \frac{S_{0.3H_i+V}}{S_{0.3H_i}} \quad (4)$$

## 4. Análisis de resultados

### 4.1 Respuesta modal del puente

Las tablas 2 y 3 presentan los periodos de vibración y los porcentajes de participación de masa modal del puente para las etapas *CS9* y *CS20*, respectivamente. Estas dos fases serán discutidas en esta sección ya que son las que presentan los periodos fundamentales más cortos en la dirección vertical y mayor porcentaje de participación de masa modal. El modo fundamental en la dirección *X* corresponde a un desplazamiento de la estructura en la dirección longitudinal, el modo fundamental en *Y* corresponde a un desplazamiento de la estructura en la dirección transversal y el modo fundamental *Z* corresponde a un desplazamiento en el sentido vertical de la estructura. Aunque en el análisis se incluyeron 30 modos de vibración, en las tablas 2 y 3 solo se muestran el número de modos que se necesitaron para cumplir con el 90% de participación modal en cada una de las direcciones traslacionales.

En el Apéndice B, el lector puede encontrar los periodos fundamentales de cada modo, porcentajes de participación de masa y respuestas modales traslacionales y rotacionales para cada una de las etapas constructivas analizadas (Figura 4), además de las formas modales del puente para los principales modos de vibración en las direcciones traslacionales. En este Apéndice se observa que, durante construcción los periodos fundamentales del puente son más cortos en las primeras etapas constructivas y estos decaen a medida que la construcción del puente avanza. Además, se aprecia que los porcentajes de participación de masa modal en la dirección vertical adquieren los valores máximos en las primeras etapas constructivas, y dicho valor disminuye en las últimas fases constructivas del puente.

Durante la etapa constructiva CS9, los modos fundamentales en la dirección vertical del puente corresponden al modo 5, con un porcentaje de participación modal del 51% y  $T_v = 0.233$  s, y el modo 7, con un porcentaje de participación modal del 35% y  $T_v = 0.072$  s (Tabla 2). La forma modal para el modo 5 consiste en una curvatura simple con desplazamientos verticales positivos en los extremos de la viga, mientras que para el modo 7 se presentó una curvatura doble con desplazamientos verticales positivos en la corona de la pila y en los extremos de la viga. Los periodos de vibración de estos modos son cortos y corresponden a aproximadamente un 18% y 6% del periodo del primer modo fundamental del puente ( $T = 1.298$  s). Esto sugiere que el puente puede ser vulnerable a las altas aceleraciones verticales espectrales en la zona de periodos cortos (Figura 8).

**Tabla 2.**

Respuestas modales y periodos fundamentales del puente durante la etapa constructiva CS9.

Modo N°	Periodo (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
		Masa(%)	SUM(%)	Masa(%)	SUM(%)	Masa(%)	SUM(%)
1	1.298	42.0	42.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.967	0.0	42.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.673	0.0	42.0	89.8	89.8	0.0	0.0
4	0.277	52.2	94.2	0.0	89.8	0.0	0.0
5	0.233	0.0	94.2	0.0	89.8	51.1	51.1
6	0.134	0.0	94.2	0.6	90.5	0.0	51.1
7	0.072	0.0	94.2	0.0	90.5	35.0	86.1
8	0.070	0.5	94.7	0.0	90.5	0.0	86.1
9	0.060	0.0	94.7	0.0	90.5	0.0	86.1
10	0.043	0.0	94.7	5.5	96.0	0.0	86.1
11	0.037	0.0	94.7	0.0	96.0	7.3	93.4
12	0.036	0.0	94.7	1.4	97.3	0.0	93.4
13	0.036	0.0	94.7	0.0	97.3	0.5	93.9
14	0.035	2.9	97.6	0.0	97.3	0.0	93.9
15	0.028	0.4	98.0	0.0	97.3	0.0	93.9
16	0.027	0.0	98.0	0.0	97.3	0.0	93.9

17	0.022	0.0	98.0	0.0	97.3	1.7	95.6
18	0.022	0.0	98.0	0.1	97.4	0.0	95.6
19	0.021	0.0	98.1	0.0	97.4	0.0	95.6
20	0.018	0.0	98.1	0.0	97.4	0.0	95.6

En la condición de servicio, el modo de vibración 4 corresponde al modo principal en sentido vertical, con un porcentaje de participación del 57.9% y  $T_v = 0.407$  s (Tabla 3). En comparación con la etapa constructiva CS9, se observa que el principal modo de vibración vertical durante servicio tiene un porcentaje de participan modal semejante, sin embargo, durante construcción el periodo fundamental es mucho más corto.

**Tabla 3.**

*Respuestas modales y periodos fundamentales del puente durante la etapa constructiva CS20.*

Modo N°	Periodo (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
		Masa(%)	SUM(%)	Masa(%)	SUM(%)	Masa(%)	SUM(%)
1	0.903	45.9	45.9	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.675	0.0	45.9	87.8	87.8	0.0	0.0
3	0.413	48.6	94.5	0.0	87.8	0.0	0.0
4	0.407	0.0	94.5	0.0	87.8	57.9	57.9
5	0.382	0.0	94.5	0.0	87.8	0.0	57.9
6	0.185	0.0	94.5	2.7	90.5	0.0	57.9
7	0.176	2.0	96.5	0.0	90.5	0.0	57.9
8	0.152	0.0	96.5	0.0	90.5	6.2	64.0
9	0.123	0.0	96.5	0.0	90.5	0.0	64.0
10	0.091	0.0	96.5	3.1	93.6	0.0	64.0
11	0.087	0.2	96.7	0.0	93.6	0.0	64.0
12	0.084	0.0	96.7	0.0	93.6	19.3	83.3
13	0.074	0.0	96.7	0.0	93.6	0.0	83.3
14	0.070	0.0	96.7	0.0	93.6	0.0	83.3
15	0.057	0.0	96.7	0.0	93.6	4.3	87.6
16	0.056	0.0	96.7	0.0	93.6	0.0	87.6
17	0.054	0.1	96.8	0.0	93.6	0.0	87.6
18	0.045	0.2	97.1	0.0	93.6	0.0	87.6
19	0.044	0.0	97.1	0.0	93.6	0.0	87.6
20	0.041	0.0	97.1	0.0	93.6	5.6	93.1

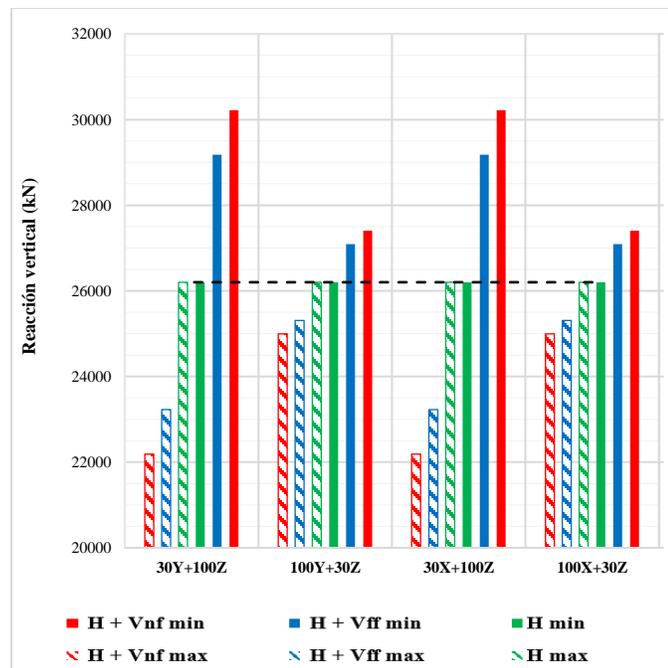
## 4.2 Respuestas sísmicas máximas durante construcción

### 4.2.1 Comportamiento de la pila

En la Figura 9 se comparan los valores máximos y mínimos de reacción vertical en la base de la pila durante la etapa constructiva CS9. La respuesta obtenida durante esta etapa es la más representativa de la respuesta de la pila durante la construcción del puente (CS9 a CS18). La línea horizontal punteada presentada en la Figura 9 fue incluida como una línea de referencia para mostrar que no existe variación en la reacción vertical debido a la aplicación de cargas permanentes y sismos horizontales. Sin embargo, la inclusión de la componente vertical del sismo genera incrementos y disminuciones significativas en la reacción vertical en la pila, incluso cuando el puente está relativamente lejos de la falla. Los valores críticos de  $\alpha$  y  $\beta$  son  $\alpha_{Y,nf} = 1.05$  y  $\beta_{Y,nf} = 1.15$  para sismos de fuente cercana y  $\alpha_{Y,ff} = 1.03$  y  $\beta_{Y,ff} = 1.11$  para sismos de fuente lejana.

**Figura 9.**

*Reacción vertical en la base de la pila (CS9).*



La Tabla 4 muestra los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  calculados para la fuerza axial en la base de la pila en cada una de las etapas constructivas (CS9 a CS18). Se observa que la variación de la fuerza axial en la pila es mayor en las primeras etapas constructivas (CS9 y CS13). Por lo tanto, la componente vertical sísmica tiende a perder influencia a medida que la construcción del puente avanza. En adelante, los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  resaltados en las Tablas 4, 5 y 6 corresponden aquellos casos de carga críticos (mayor demanda), los cuales gobernarían el diseño de los elementos estructural del puente.

**Tabla 4.**

*Valores de  $\alpha$  y  $\beta$  para la fuerza axial en la pila durante las etapas constructivas estudiadas.*

		$\alpha_{X,nf}$	$\alpha_{X,ff}$	$\beta_{X,nf}$	$\beta_{X,ff}$	$\alpha_{Y,nf}$	$\alpha_{Y,ff}$	$\beta_{Y,nf}$	$\beta_{Y,ff}$
<b>ETAPA CONSTRUCTIVA</b>	<b>CS9</b>	1.1	1.0	1.15	1.11	1.05	1.03	1.15	1.11
	<b>CS13</b>	1.0	1.0	1.1	1.08	1.03	1.02	1.11	1.08
	<b>CS17</b>	1.0	1.0	1.1	1.06	1.02	1.02	1.08	1.06
	<b>CS18</b>	1.0	1.0	1.1	1.04	1.01	1.02	1.06	1.04

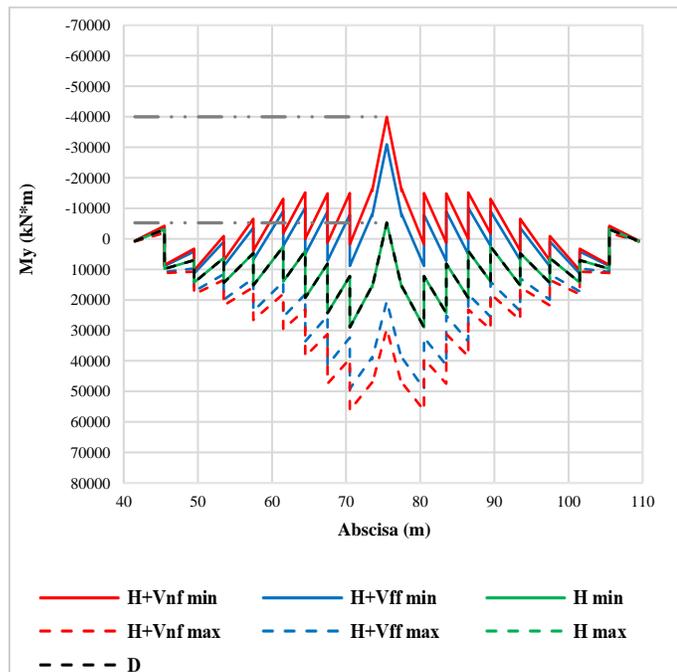
Las respuestas de fuerza axial de la pila y momento flector y cortante en la viga durante cada etapa se presentan en el Apéndice C. Además, se encontró que la combinación de las componentes horizontal y vertical sísmica no genera modificaciones (incrementos o disminuciones) en las demandas de fuerza cortante y momento flector en la base de la pila en comparación con los resultados obtenidos al usar sismos horizontales. En el Apéndice D, el autor puede encontrar los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  durante cada una de las etapas constructivas para las demandas de fuerza cortante y momento flector en la base de la pila.

4.2.2 Comportamiento de la viga

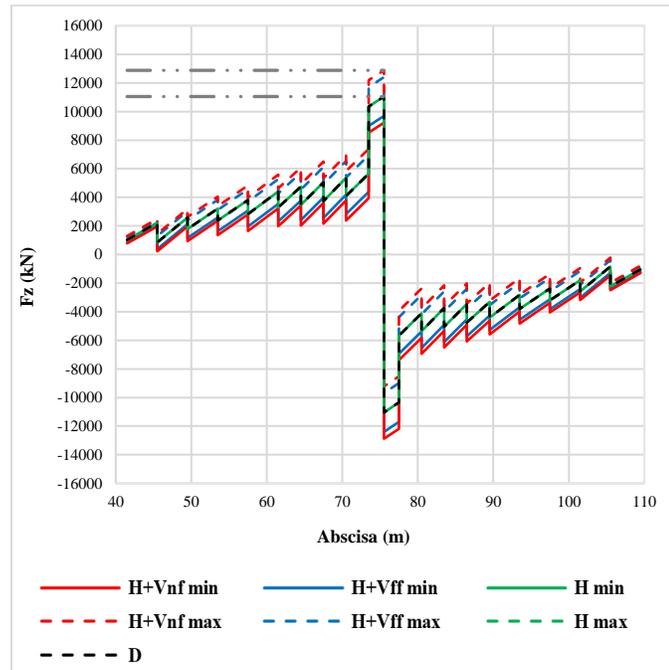
Durante construcción, las combinaciones  $H_i+0.3V$  y  $0.3H_i+V$  generan incrementos positivos y negativos en los valores de fuerza cortante vertical y momento flector respecto a los resultados obtenidos con la combinación de carga  $H_i$ . La Figura 10 muestra las envolventes de momento longitudinal (alrededor del eje Y,  $M_y$ ) y fuerza cortante vertical ( $F_z$ ) en la viga para la etapa constructiva CS9 y la combinación  $0.3H_Y+V$ . Esta combinación direccional genera los mayores valores de  $\beta$  debido a que la componente transversal del sismo no afecta las envolventes de momento flector longitudinal ni de fuerza cortante vertical en la viga, por ende, la componente V del sismo es la única responsable de generar variaciones en la respuesta estructural de la viga.

**Figura 10.**

*Envolventes de (a) momento flector y (b) cortantes en la viga durante la etapa constructiva CS9 para la combinación  $0.3H_Y + V$ .*



(a)



(b)

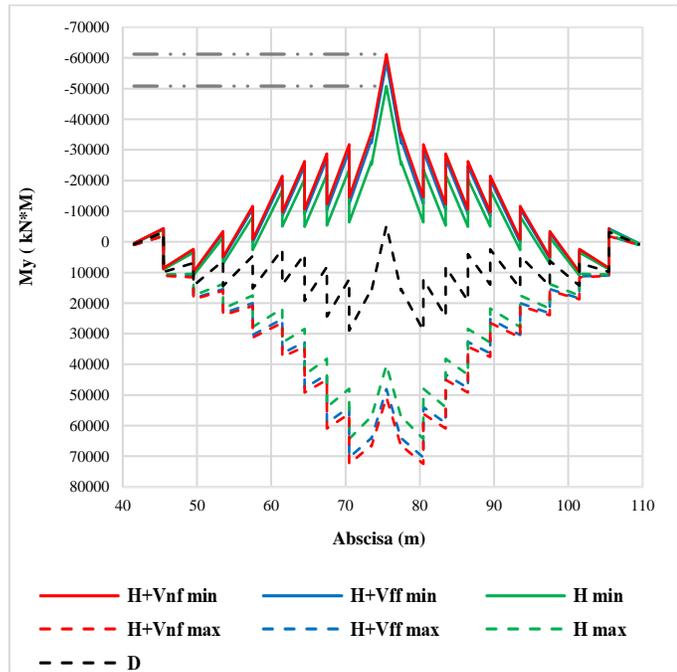
Con respecto al momento flector negativo en la etapa constructiva CS9, los valores máximos de  $\beta$  fueron  $\beta_{Y,nf} = 7.61$  y  $\beta_{Y,ff} = 5.90$ , mientras que para el momento flector positivo los valores máximos de  $\beta$  fueron  $\beta_{Y,nf} = 5.61$  y  $\beta_{Y,ff} = 3.90$ . Estos valores muestran el alto grado de influencia que tiene la componente V en la respuesta estructural de la viga cuando se combina con la componente transversal del sismo  $H_Y$ . Por otra parte, la envolvente de cortante vertical en la viga mostrada en la Figura 10b permite observar que los incrementos positivos y negativos ocasionados por la inclusión de la componente vertical son los mismos para los valores correspondientes de cortante máximo positivo y negativo, por ende, los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  no varían entre las demandas de cortante máximo positivo y negativo. Los valores máximos de  $\beta$  relacionados al cortante vertical positivo y negativo en la viga fueron  $\beta_{Y,nf} = 1.17$  y  $\beta_{Y,ff} = 1.12$ .

A pesar de que la combinación direccional  $0.3H_Y+V$  genera los mayores valores de  $\beta$ , la combinación  $H_X+0.3V$  es la más crítica para el diseño de la viga (demandas absolutas máximas de

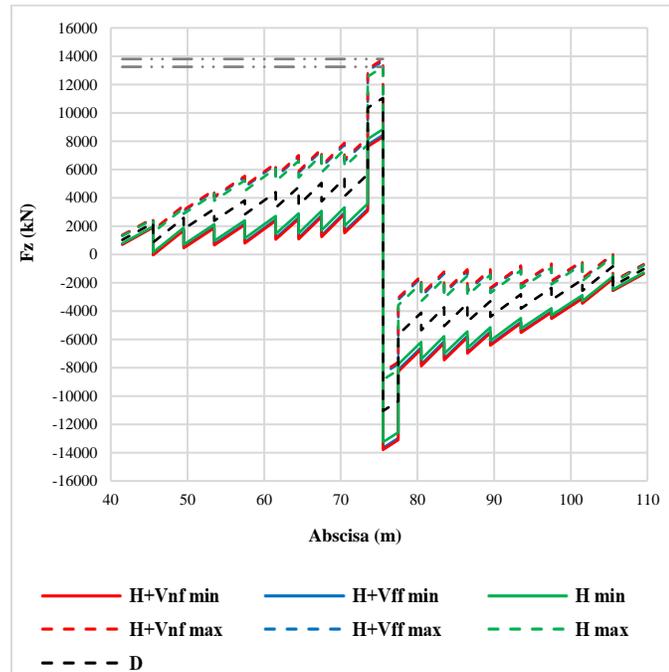
momento y cortante). Esta combinación está relacionada con los factores  $\alpha_{X,nf}$  y  $\alpha_{X,ff}$ . La figura 11 muestra las envolventes de momento longitudinal ( $M_y$ ) y fuerza cortante vertical ( $F_z$ ) para la combinación direccional  $H_X+0.3V$  durante la fase constructiva CS9.

**Figura 11.**

*Envolvente crítica de fuerzas y momento en la viga durante la etapa constructiva CS9 y combinación  $H_X+0.3V$ . (a) Momento  $M_y$  (b) Fuerza Cortante  $F_z$ .*



(a)



(b)

Los valores críticos de  $\alpha$  son  $\alpha_{X,nf} = 1.21$  y  $\alpha_{X,ff} = 1.15$  para el momento flector negativo y  $\alpha_{X,nf} = 1.26$  y  $\alpha_{X,ff} = 1.19$  para el momento flector positivo. Para el cortante vertical negativo y positivo los valores críticos  $\alpha$  son  $\alpha_{X,nf} = 1.04$  y  $\alpha_{X,ff} = 1.03$ .

Las tablas 5 y 6 muestran los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  para el momento longitudinal y fuerza cortante vertical en la viga para cada una de las etapas constructivas y combinaciones direccionales propuestas en este estudio. Los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  tienden a decaer a medida que la construcción del puente avanza, presentando los valores máximos y mínimos en las etapas CS9 y CS18, respectivamente. Este patrón de respuesta de la viga se asemeja al obtenido para la pila, el cual fue discutido en la sección 4.2.1. Adicionalmente, se observa de las tablas que para la demanda de momento flector positivo se presentan valores de  $\alpha$  y  $\beta$  menores a 1. Esto ocurre debido a que las cargas permanentes aumentan a medida que la construcción del puente avanza, lo que ocasiona que las envolventes de momento positivo en la viga durante las primeras etapas constructivas CS9

sean valores superiores a 0 (Figura11) y que en las etapas posteriores los valores de momento positivos tomen valores inferiores a 0.

**Tabla 5.**

*Valores de  $\alpha$  y  $\beta$  para el momento longitudinal en la viga durante las etapas constructivas propuestas. (a) Momento flector positivo. (b) Momento flector negativo.*

		$\alpha_{x,nf}$	$\alpha_{x,ff}$	$\beta_{x,nf}$	$\beta_{x,ff}$	$\alpha_{y,nf}$	$\alpha_{y,ff}$	$\beta_{y,nf}$	$\beta_{y,ff}$
ETAPA CONSTRUCTIVA	<b>CS9</b>	1.26	1.19	5.13	4.06	0.98	0.47	5.61	3.90
	<b>CS13</b>	0.23	0.43	0.38	0.54	0.86	0.90	0.54	0.66
	<b>CS17</b>	0.92	0.94	0.80	0.85	0.95	0.96	0.82	0.87
	<b>CS18</b>	0.94	0.96	0.88	0.91	0.97	0.98	0.89	0.92

(a)

		$\alpha_{x,nf}$	$\alpha_{x,ff}$	$\beta_{x,nf}$	$\beta_{x,ff}$	$\alpha_{y,nf}$	$\alpha_{y,ff}$	$\beta_{y,nf}$	$\beta_{y,ff}$
ETAPA CONSTRUCTIVA	<b>CS9</b>	1.21	1.15	2.84	2.36	2.98	2.47	7.61	5.90
	<b>CS13</b>	1.08	1.06	1.37	1.28	1.14	1.10	1.46	1.34
	<b>CS17</b>	1.04	1.03	1.17	1.12	1.05	1.04	1.13	1.18
	<b>CS18</b>	1.03	1.02	1.10	1.07	1.03	1.02	1.11	1.08

(b)

**Tabla 6.**

*Valores de  $\alpha$  y  $\beta$  para el cortante vertical en la viga durante las etapas constructivas propuestas. (a) Cortante positivo. (b) Cortante negativo.*

		$\alpha_{x,nf}$	$\alpha_{x,ff}$	$\beta_{x,nf}$	$\beta_{x,ff}$	$\alpha_{y,nf}$	$\alpha_{y,ff}$	$\beta_{y,nf}$	$\beta_{y,ff}$
ETAPA CONSTRUCTIVA	<b>CS9</b>	1.04	1.03	1.16	1.12	1.05	1.04	1.17	1.12
	<b>CS13</b>	1.03	1.02	1.11	1.08	1.04	1.03	1.12	1.09
	<b>CS17</b>	1.02	1.02	1.08	1.06	1.02	1.02	1.08	1.06
	<b>CS18</b>	1.02	1.02	1.08	1.06	1.02	1.02	1.08	1.06

(a)

		$\alpha_{X,nf}$	$\alpha_{X,ff}$	$\beta_{X,nf}$	$\beta_{X,ff}$	$\alpha_{Y,nf}$	$\alpha_{Y,ff}$	$\beta_{Y,nf}$	$\beta_{Y,ff}$
ETAPA CONSTRUCTIVA	CS9	1.04	1.03	1.16	1.12	1.05	1.04	1.17	1.12
	CS13	1.03	1.02	1.11	1.08	1.04	1.03	1.12	1.09
	CS17	1.02	1.02	1.08	1.06	1.02	1.02	1.08	1.06
	CS18	1.02	1.02	1.08	1.06	1.02	1.02	1.08	1.06

(b)

Las respuestas de fuerza axial de la pila y momento flector y cortante en la viga durante cada etapa se presentan en el Apéndice C. Por otra parte, se observó que la componente vertical sísmica no influye en las demandas de fuerza axial y torque en la viga. Adicionalmente, en esta investigación se compararon las deformaciones verticales en la viga ocasionadas por la inclusión de la componente vertical sísmica, con las deformaciones verticales obtenidas por los sismos horizontales, mostrando desde el punto de vista práctico que las variaciones presentadas son despreciables. El autor en el Apéndice E puede encontrar los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  obtenidos para las demandas de fuerza axial, torque y desplazamientos verticales en la viga para las etapas constructivas analizadas.

### 4.3 Respuestas sísmicas máximas en estado de servicio

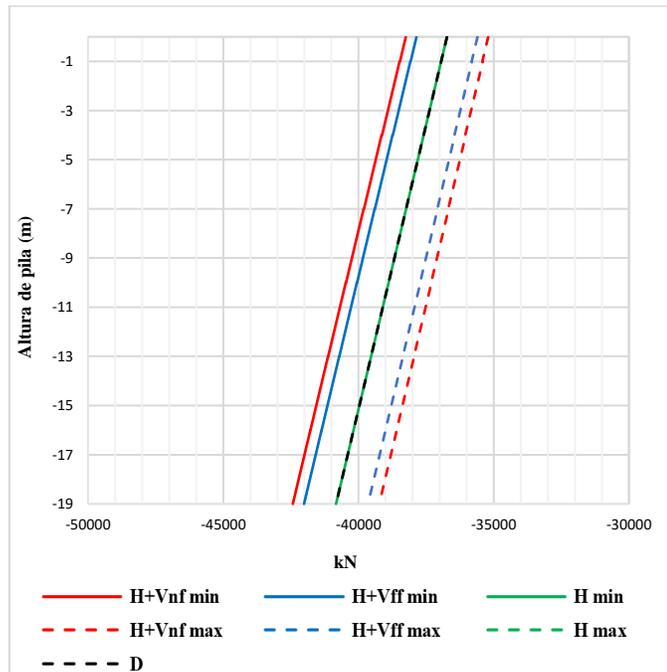
#### 4.3.1 Comportamiento de la pila

La figura 12 muestra los diagramas de fuerza axial en la pila durante la etapa constructiva CS20 para las combinaciones  $H_i+0.3V$  y  $0.3H_i+V$ . En esta grafica se muestra que la inclusión de la componente vertical  $V$  genera aumentos y disminuciones en la demanda de fuerza axial en la pila, tal como acontece durante construcción. Además, se observa que la demanda de fuerza axial ocasionada por la aplicación sismos horizontales es igual a la obtenida cuando solo se aplican

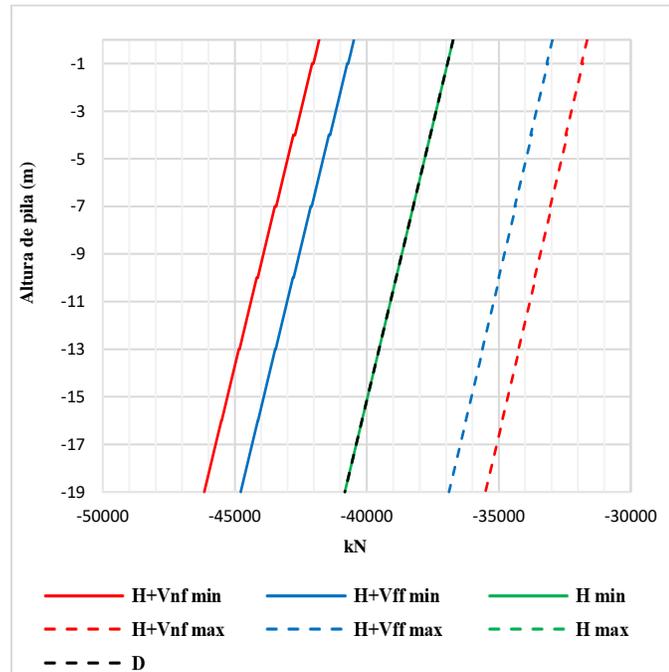
cargas permanentes, por ende, las componentes horizontales de los sismos no generan variaciones en la fuerza axial en la pila. La combinación direccional crítica durante esta etapa constructiva es  $0.3H_i+V$ , la cual generó valores de  $\beta$  para sismos de fuente cercana  $\beta_{X,nf} = \beta_{Y,nf} = 1.13$  y  $\beta_{X,ff} = \beta_{Y,ff} = 1.10$  para sismos de fuente lejana. Por otra parte, los valores máximos de  $\alpha$  fueron  $\alpha_{X,nf} = \alpha_{Y,nf} = 1.10$  para sismos de fuente cercana y  $\alpha_{X,ff} = \alpha_{Y,ff} = 1.03$  para sismos de fuente lejana. Vale la pena aclarar que los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  son iguales para las direcciones longitudinales y transversales puesto que la fuerza axial en la pila es independiente de la dirección del sismo horizontal.

**Figura 12.**

*Diagramas de fuerza axial en la pila durante la etapa constructiva CS9. (a) Combinación  $H+0.3V$  (b) Combinación  $0.3H+V$ .*



(a)



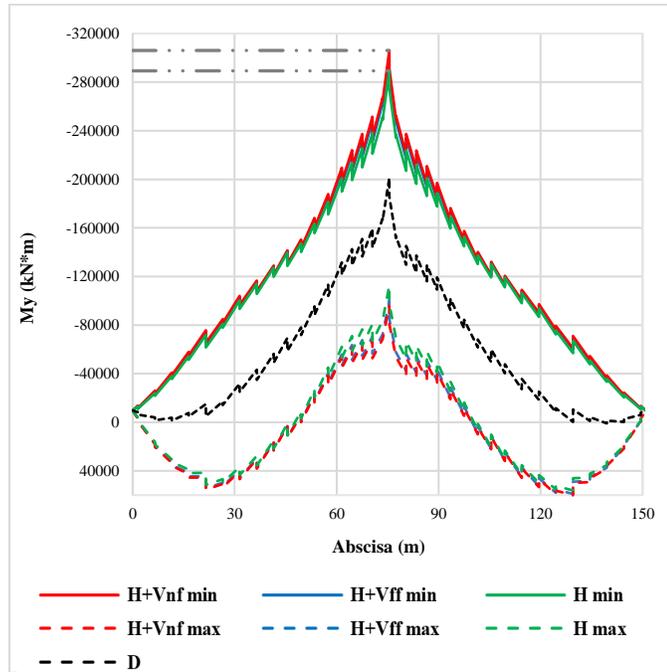
(b)

### 4.3.2 Comportamiento de la viga

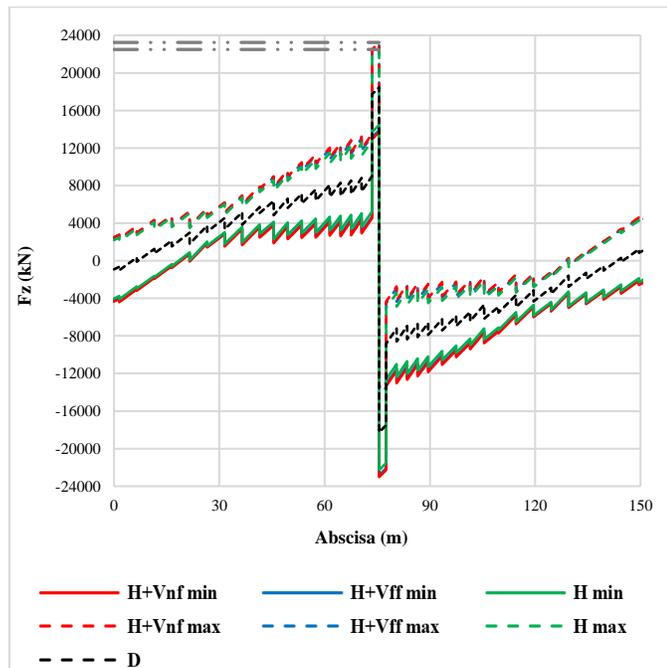
En cuanto a las demandas de momento flector y fuerza cortante vertical de la viga durante servicio (Figura 13), el caso de carga más crítico está asociado a la combinación  $H_X+0.3V$ , considerando los sismos con distancias a la fuente menores a 20 km (nf). Para esta combinación direccional, los valores críticos de  $\alpha$  para la viga fueron  $\alpha_{X,nf} = 0.85$  y  $\alpha_{X,ff} = 0.89$  para el momento flector positivo y  $\alpha_{X,nf} = 1.06$  y  $\alpha_{X,ff} = 1.04$  para el momento flector negativo, mientras que para el cortante vertical positivo y negativo los valores críticos de  $\alpha$  fueron  $\alpha_{X,nf} = 1.04$  y  $\alpha_{X,ff} = 1.03$ .

**Figura 13.**

*Envolvente crítica de fuerzas y momento en la viga durante servicio CS20 y combinación  $H_X+0.3V$ . (a) Momento  $M_y$  (b) Fuerza Cortante  $F_z$ .*



(a)



(b)

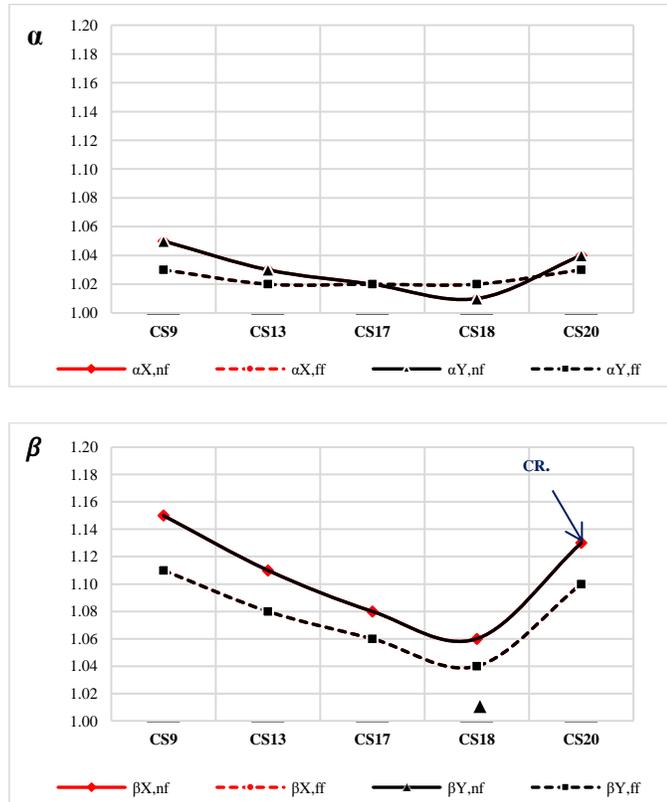
### 4.4 Evolución de $\alpha$ y $\beta$ con la construcción del puente

Como se observó en las secciones previas, los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  varían dependiendo del avance constructivo, de la dirección del sismo horizontal, y de si el sismo es de fuente cercana (nf) o lejana (ff). Debido a esto, se han creado las gráficas 14 a 18, las cuales muestran la evolución de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  a medida que la construcción del puente avanza. En esas gráficas, el parámetro  $\alpha$  o  $\beta$  asociado a la combinación de carga crítica se señala con las siglas CR, la cual gobernará el diseño de los elementos estructurales del puente.

La figura 14 muestra la evolución de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  para la demanda de fuerza axial en la base de la pila. Se puede observar que los valores máximos de  $\alpha$  y  $\beta$  se encuentran asociados a los sismos de fuente cercana (nf) y que el caso de carga crítica para la demanda de axial es  $0.3H_i+V$ . Los mayores efectos debido a la componente vertical ocurren en la etapa CS9, independientemente de si el sismo es tipo “nf” o “ff”. Debido a la baja redundancia del sistema durante construcción, los efectos de las variaciones (aumentos y disminuciones) de la fuerza axial en la pila en dicho estado constructivo deberán analizarse cuidadosamente mediante análisis más detallados (i.e. análisis lineales o no lineales cronológicos), sobre todo si se tiene en cuenta que la resistencia a momento de la pila se reduce cuando se aumenta la carga axial y la resistencia a cortante disminuye con la reducción de la compresión en la pila

**Figura 14.**

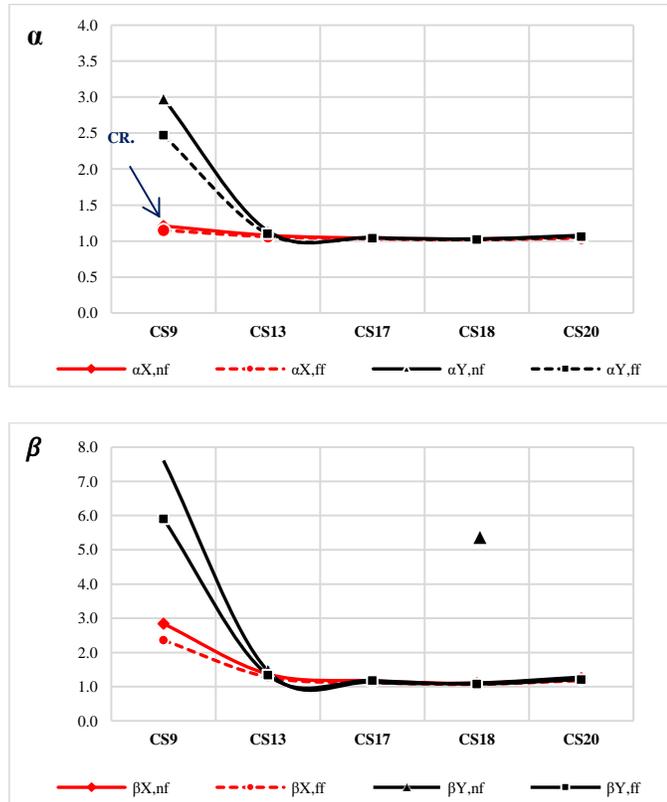
*Evolución de los parámetros Alpha y Beta en la construcción del puente para la fuerza axial en la pila.*



La evolución de los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  para el momento flector negativo y positivo en la viga se muestra en las figuras 15 y 16, respectivamente. De estas figuras se observa que a pesar de que  $\beta$  presenta los valores máximos, este no está relacionado al caso de carga crítica, siendo el parámetro  $\alpha_{X,nf}$  asociado a la combinación  $H_X+0.3V$  el caso de combinación direccional crítico para el momento positivo y negativo de la viga. Al igual que para la carga axial en la pila, el efecto máximo de la componente vertical del sismo ocurre en la etapa constructiva intermedia del puente (CS9).

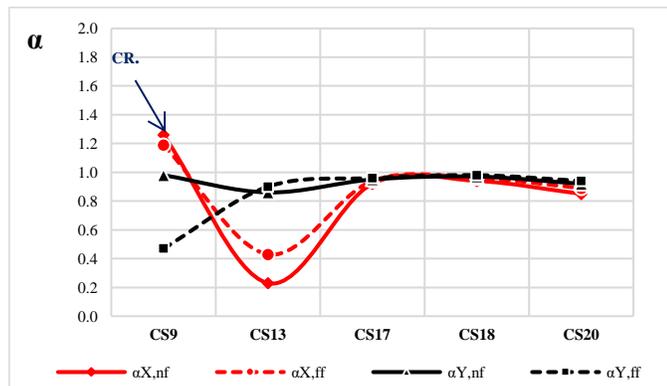
**Figura 15.**

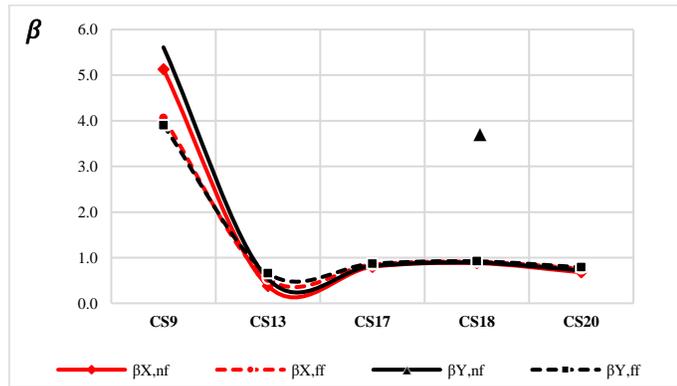
*Evolución de los parámetros Alpha y Beta en la construcción del puente para el momento flector negativo máximo de la viga.*



**Figura 16.**

*Evolución de los parámetros Alpha y Beta en la construcción del puente para el momento flector positivo de la viga.*

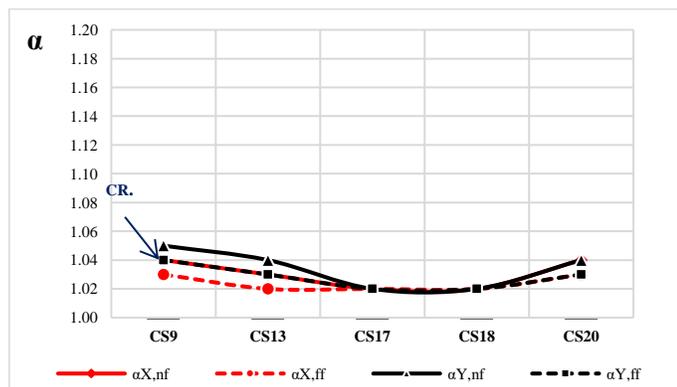


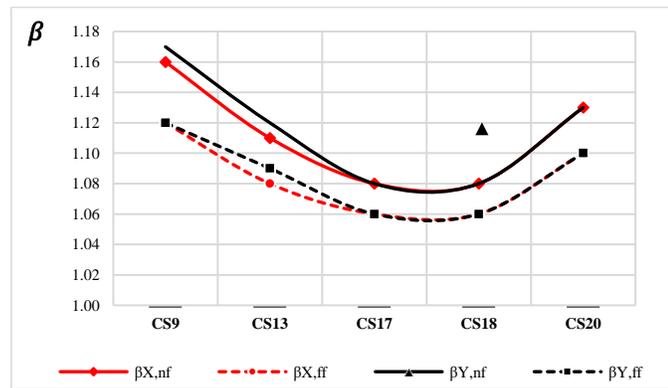


Las figuras 17 muestra la evolución de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  del cortante positivo y negativo en la viga. Tal como se discutió en la sección 4.2.2, la componente V de los sismos genera incrementos iguales en los valores máximos de cortante vertical en la viga, por lo tanto, la gráfica de evolución de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  en la construcción del puente es la misma para el cortante vertical positivo como para el negativo. Como se puede observar en estas gráficas, el caso de carga crítico para la viga es  $H_X+0.3V$  relacionado a los coeficientes  $\alpha_{X,nf}$  y  $\alpha_{X,ff}$ .

**Figura 17.**

*Evolución de los parámetros Alpha y Beta en la construcción del puente para el cortante vertical positivo y negativo máximo de la viga.*





### 5. Conclusiones

En este trabajo se estudiaron los efectos de la acción combinada de movimientos sísmicos horizontales y verticales en la respuesta estructural de un puente viga cajón. El análisis dinámico se limitó al rango lineal elástico de los materiales y se desarrolló mediante el método multi modal espectral. Para cuantificar la influencia de los sismos verticales en el puente, se calcularon los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , los cuales relacionan la respuesta estructural obtenida debido a la acción simultánea de sismos verticales y horizontales con los resultados obtenidos al aplicar sismos netamente horizontales. Los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  presentados en las conclusiones son relacionados a los casos de carga críticos los cuales generan mayor demanda y que deberían ser tomados en cuenta para el diseño de los elementos estructurales del puente. Las principales conclusiones obtenidas de los resultados discutidos en este documento son:

1. Incluir la componente vertical sísmica en los análisis dinámicos durante la construcción y servicio del puente causa incrementos significativos en las envolventes de fuerza axial en la pila y cortante vertical y momento flector en la viga. Por otra parte, se observó que las demandas de fuerza axial, torque y deflexiones verticales en la viga y momento flector y cortante en la pila no presentaron variaciones importantes generadas por los movimientos sísmicos verticales.
2. Se evidenció que la componente vertical sísmica tiene mayor influencia en la respuesta estructural del puente durante construcción que en servicio, siendo la etapa constructiva con 50% de avance del voladizo la más afectada por los sismos verticales. Esto ocurre debido a

que, en las primeras fases constructivas del puente, este posee periodos fundamentales más cortos en la dirección vertical y un mayor porcentaje de participación de masa modal, en comparación con los resultados obtenidos en las etapas constructivas próximas a la ejecución de las dovelas de cierre y de la condición de servicio.

3. Los resultados obtenidos en este estudio permiten concluir que el caso de carga crítico para el diseño de la viga es  $H_X+0.3V$ , sin embargo, existen combinaciones direccionales como  $0.3H_Y+V$  que generaron valores de  $\beta$  mayores a 7. En la pila, el caso de carga crítico para el diseño es  $0.3H+V$ . En este caso de carga no se especifica la dirección del sismo horizontal ya que la componente H de los sismos no genera variaciones en la demanda de fuerza axial en la pila. Este comportamiento obtenido es válido para la condición de servicio y construcción del puente.
4. En la condición de servicio del puente se obtuvo un valor de  $\beta_{X,nf}$  crítico de 1.13 para la fuerza axial en la base de la pila, mientras que durante construcción del valor de  $\beta_{X,nf}$  crítico fue de 1.15. Estos factores representan aumentos y disminuciones del orden de 5325 kN y 4020 kN, respectivamente. Las variaciones en la demanda de fuerza axial pueden ser perjudiciales para el desempeño estructural de la pila, especialmente si se considera que la resistencia a momento de la pila se reduce cuando se aumenta la carga axial y la resistencia a cortante disminuye con la reducción de la compresión en la pila.
5. En todos los casos analizados en este estudio los sismos de tipo fuente cercana (*near-field*) tienen mayor influencia en la respuesta estructural del puente en comparación con los sismos

verticales de tipo fuente lejana (*far-field*). Por ende, a medida que la relación entre las aceleraciones pico verticales y horizontales (relación V/H) aumenta, los movimientos sísmicos verticales tendrán mayor impacto en la respuesta sísmica de la estructura.

### **6. Recomendaciones**

Con el fin de profundizar el estudio realizado y ampliar el conocimiento de la influencia de la componente vertical sísmica y de las relaciones V/H en la respuesta estructural de puentes viga cajón durante construcción y servicio, se recomienda estudiar el comportamiento de este tipo de estructuras incluyendo la componente (V) en el rango inelástico de los materiales utilizando métodos de análisis dinámicos más especializados como el cronológico. Además, teniendo en cuenta los resultados obtenidos en esta investigación se recomienda considerar la componente vertical sísmica en los análisis dinámicos de puentes, especialmente para el diseño por flexión de la viga y fuerza axial de la pila.

### Referencias Bibliográficas

- Abrahamson, N. A., & Litehiser, J. J. (1989). Attenuation of vertical peak acceleration. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 79(June), 549–580.
- Ambraseys, N. N., & Simpson, K. A. (1996). Prediction of vertical response spectra in Europe. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 401–412.
- Bayraktar, A., Kudu, F. N., Sömerkan, S., Demirtas, B., & Akköse, M. (2020). Near-fault vertical ground motion effects on the response of balanced cantilever bridges. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, 173(1), 17–33. <https://doi.org/10.1680/jbren.19.00007>
- Benjumea-Royero, J., & Chio, G. (2013). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes extradados durante su construcción por voladizos sucesivos. *Revista Ingenieria de Construccion*, 28(2), 125–139. <https://doi.org/10.4067/s0718-50732013000200002>
- Bhanu, V., Ozcebe, A. G., & Smerzini, C. (2018). A Study on Vertical Component of Earthquake Ground Motion and its Effects on a Bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, June. <https://www.researchgate.net/publication/326786352>
- 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, 175–207.
- Colombiana de Ingeniería Sísmica, A. (2014). Sección 5: Estructuras de concreto. *Norma Colombiana de Diseño de Puentes, CCP 14, 5, 20*.
- Elgamal, A., & He, L. (2004). Vertical earthquake ground motion records: An overview. *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 663–697.

- Elnashai, A. S. (1997). Seismic design with vertical earthquake motion. In *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes* (pp. 91–100). Routledge.  
<https://doi.org/10.1201/9780203740019-8>
- Kim, S. J., Holub, C. J., & Elnashai, A. S. (2011). Analytical assessment of the effect of vertical earthquake motion on RC bridge piers. *Journal of Structural Engineering*, *137*(2), 252–260.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000306](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000306)
- Lucko, G., & De La Garza, J. M. (2003). Constructability considerations for balanced cantilever construction. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, *8*(1), 47–56.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0680\(2003\)8:1\(47\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0680(2003)8:1(47))
- Magura, D. D., Sozen, M. A., & Siess, C. P. (1964). A Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement. *PCI Journal*, *9*(2), 13–57. <https://doi.org/10.15554/pcij.04011964.13.57>
- MIDAS CIVIL Software. (2020).
- Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). Título A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. *Nsr-10, Título A*, 1–174.
- Papazoglou, A. J., & Elnashai, A. . (1997). Procedure and Spectra for Analysis of RC Structures Subjected to Strong Vertical Earthquake Loads. *Journal of Earthquake Engineering*, *1*(1), 121–155.
- Papazoglou, A. J., & Elnashai, A. S. (1996). Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *25*(10), 1109–1137. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199610\)25:10<1109::AID-EQE604>3.0.CO;2-0](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199610)25:10<1109::AID-EQE604>3.0.CO;2-0)
- Restrepo, J. E. (2014). *Hablemos de puentes de concreto en Colombia*. 360 En Concreto.  
<https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/hablemos-de-puentes-de-concreto-en->

colombia%0D

Salazar, A. R. (2015). *Combination Rules of the Effects of Three*. 94(92), 65–94.

Simon, J., & Vigh, L. G. (2014). *Multi modal response spectrum analysis implemented in OpenSEES 1 INTRODUCTION 2 MULTI MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS*. July, 3–7.

Takács, P. F. (2002). *Deformations in Concrete Cantilever Bridges : Observations and Theoretical Modelling* (Issue March) [The Norwegian University of Science and Technology].  
<http://ntnu.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2:121731>

U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges - Reference Manual*. FHWA-NHI-15-004, 608.

Walvaren, J. (2012). Model Code 2010, final drafts. In *FIB bulletin* (Vols. 1 & 2, Issues 65 & 56, p. 105).

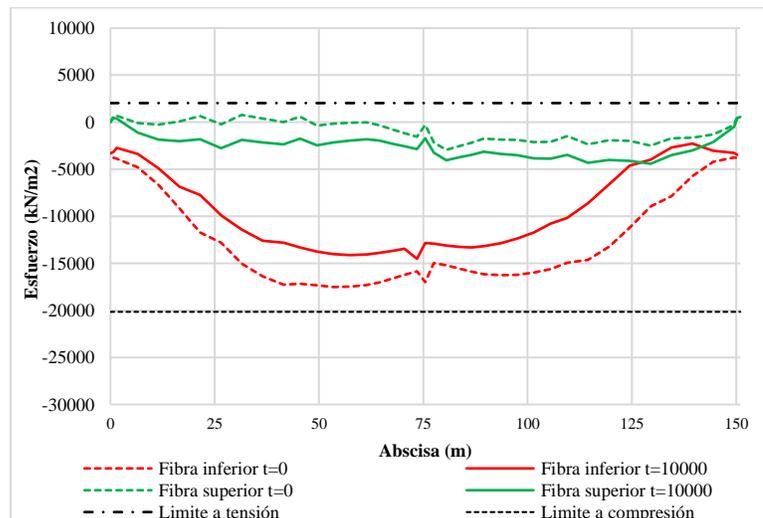
Zheng, Y., & Yuan, W. (2012). Study on dynamic characteristics of long span continuous bridge from construction to completion constructed by cantilever method based on perspective of earthquake resistance. *Advanced Materials Research*, 368–373, 988–992.  
<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.368-373.988>

Apéndices

Apéndice A. Verificación de esfuerzos en la viga durante la construcción y en servicio.

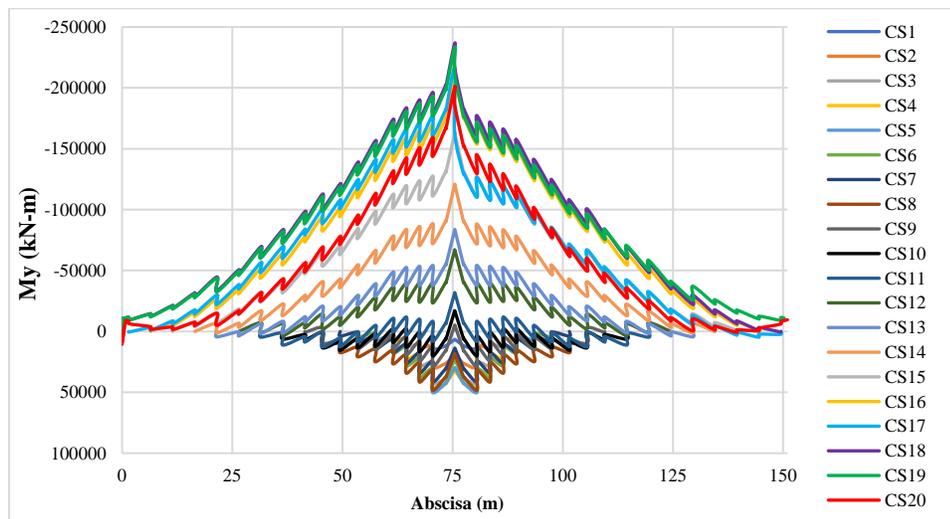
En la presente investigación se realizó el análisis del proceso constructivo del puente, con el propósito de analizar el comportamiento de la estructura y verificar que los esfuerzos en la fibra superior e inferior de la viga no excedieran los valores admisibles estipulados en el CCP-14 durante construcción y después de ocurridas las pérdidas a largo plazo. La figura A1 muestra los valores de esfuerzo en la fibra superior e inferior en la viga ocasionados por la acción de cargas permanentes y las perdidas diferidas en el tiempo entre los instantes  $t=0$  (cierre del puente) y  $t=10.000$  días. Se observa que los valores de esfuerzo en ambas fibras no exceden los esfuerzos admisibles de tensión y compresión en el concreto calculados por medio de las ecuaciones 1 y 2 en la sección 2.2.

Figura A-1. Variación de esfuerzos en la fibra inferior y superior de la viga.



Por medio del análisis del proceso constructivo se observó que la construcción de cada una de las dovelas de la viga genera momentos negativos por la acción del peso propio, carro de avance y cargas durante construcción, sin embargo, los momentos negativos son contrarrestados gradualmente por las acciones del presfuerzo y los efectos diferidos en el tiempo. La figura A2 muestra la evolución de los momentos flectores longitudinales en la viga ( $M_y$ ) para todas las etapas constructivas planteadas en este estudio.

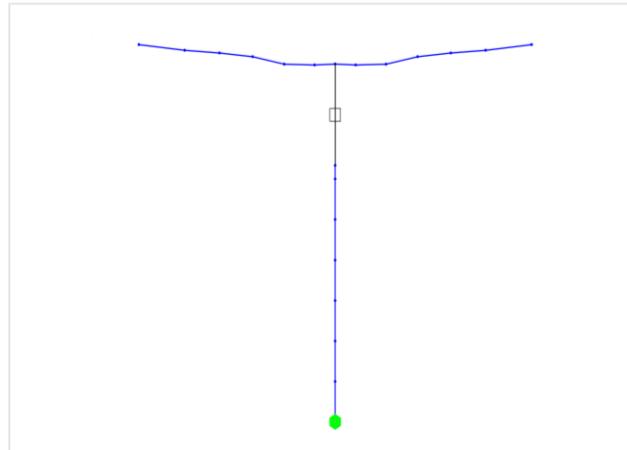
**Figura A-2.** Evolución de momentos flectores en la viga durante la construcción del puente.



En esta grafica se muestra que la ley de momento es mayor en la zona de pila y presenta una disminución gradual en las zonas cercanas a los estribos. Además, se observa que en las primeras etapas constructivas del puente se presentan momentos flectores positivos, mientras que en las etapas constructivas finales la envolvente de momento adquiere valores negativos. Estos momentos flectores positivos encontrados en las primeras etapas constructivas pueden generar

contra flechas las cuales son contrarrestadas con en las etapas constructivas posteriores (Figura A3).

**Figura A-3.** Desplazamiento vertical de la viga, etapa constructiva 9 (CS9).



**Apéndice B. Respuestas modales de las etapas constructivas del puente.**

A continuación, se presentan las respuestas modales de cada una de las etapas constructivas propuestas en este estudio. Además, se muestran las deformadas del puente para los modos principales traslacionales a los cuales se les atribuye el mayor porcentaje de participación modal en cada dirección.

**Tabla B-1.** Respuestas modales del puente durante la etapa constructiva CS9

Modo Nº	Periodo (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Masa(%)	SUM(%)										
1	1.2978	42.0	42.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	57.7	57.7	0.0	0.0
2	0.9666	0.0	42.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	57.7	100.0	100.0
3	0.6732	0.0	42.0	89.8	89.8	0.0	0.0	9.8	9.8	0.0	57.7	0.0	100.0
4	0.2768	52.2	94.2	0.0	89.8	0.0	0.0	0.0	9.8	35.2	92.9	0.0	100.0
5	0.2328	0.0	94.2	0.0	89.8	51.1	51.1	0.0	9.8	0.0	92.9	0.0	100.0
6	0.1339	0.0	94.2	0.6	90.5	0.0	51.1	0.6	10.5	0.0	92.9	0.0	100.0
7	0.0719	0.0	94.2	0.0	90.5	35.0	86.1	0.0	10.5	0.0	92.9	0.0	100.0
8	0.0699	0.5	94.7	0.0	90.5	0.0	86.1	0.0	10.5	0.5	93.4	0.0	100.0
9	0.0603	0.0	94.7	0.0	90.5	0.0	86.1	0.0	10.5	0.0	93.4	0.0	100.0
10	0.0434	0.0	94.7	5.5	96.0	0.0	86.1	44.9	55.4	0.0	93.4	0.0	100.0
11	0.0373	0.0	94.7	0.0	96.0	7.3	93.4	0.0	55.4	0.0	93.4	0.0	100.0
12	0.0359	0.0	94.7	1.4	97.3	0.0	93.4	12.6	68.0	0.0	93.4	0.0	100.0
13	0.0355	0.0	94.7	0.0	97.3	0.5	93.9	0.0	68.0	0.0	93.4	0.0	100.0
14	0.0348	2.9	97.6	0.0	97.3	0.0	93.9	0.0	68.0	3.2	96.6	0.0	100.0
15	0.0281	0.4	98.0	0.0	97.3	0.0	93.9	0.0	68.0	0.5	97.1	0.0	100.0
16	0.0270	0.0	98.0	0.0	97.3	0.0	93.9	0.0	68.0	0.0	97.1	0.0	100.0
17	0.0220	0.0	98.0	0.0	97.3	1.7	95.6	0.0	68.0	0.0	97.1	0.0	100.0
18	0.0215	0.0	98.0	0.1	97.4	0.0	95.6	1.0	69.0	0.0	97.1	0.0	100.0
19	0.0212	0.0	98.1	0.0	97.4	0.0	95.6	0.0	69.0	0.0	97.2	0.0	100.0
20	0.0178	0.0	98.1	0.0	97.4	0.0	95.6	0.0	69.0	0.0	97.2	0.0	100.0
21	0.0176	0.2	98.3	0.0	97.4	0.0	95.6	0.0	69.0	0.3	97.5	0.0	100.0
22	0.0160	1.1	99.3	0.0	97.4	0.0	95.6	0.0	69.0	1.5	99.0	0.0	100.0
23	0.0159	0.0	99.3	0.0	97.4	0.4	96.0	0.0	69.0	0.0	99.0	0.0	100.0
24	0.0158	0.0	99.3	0.6	98.0	0.0	96.0	6.8	75.8	0.0	99.0	0.0	100.0
25	0.0148	0.0	99.3	0.0	98.0	0.7	96.7	0.0	75.8	0.0	99.0	0.0	100.0
26	0.0147	0.0	99.3	1.1	99.1	0.0	96.7	12.9	88.7	0.0	99.0	0.0	100.0
27	0.0138	0.0	99.3	0.0	99.1	0.0	96.7	0.0	88.7	0.0	99.0	0.0	100.0
28	0.0133	0.0	99.3	0.0	99.1	0.0	96.7	0.0	88.7	0.0	99.0	0.0	100.0
29	0.0125	0.0	99.3	0.0	99.2	0.0	96.7	0.5	89.2	0.0	99.0	0.0	100.0
30	0.01	0.0	99.3	0.0	99.2	0.8	97.4	0.0	89.2	0.0	99.0	0.0	100.0

**Tabla B-2.** Respuestas modales del puente durante la etapa constructiva CS13

Modo N°	Periodo (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Masa(%)	SUM(%)										
1	2.0698	22.6	22.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	77.2	77.2	0.0	0.0
2	1.7945	0.0	22.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	77.2	100.0	100.0
3	0.8588	0.0	22.6	89.9	89.9	0.0	0.0	7.6	7.6	0.0	77.2	0.0	100.0
4	0.5580	0.0	22.6	0.0	89.9	44.6	44.6	0.0	7.6	0.0	77.2	0.0	100.0
5	0.4156	69.9	92.4	0.0	89.9	0.0	44.6	0.0	7.6	19.0	96.3	0.0	100.0
6	0.2857	0.0	92.4	3.0	92.8	0.0	44.6	0.1	7.6	0.0	96.3	0.0	100.0
7	0.1737	3.3	95.8	0.0	92.8	0.0	44.6	0.0	7.6	1.3	97.6	0.0	100.0
8	0.1431	0.0	95.8	0.0	92.8	25.4	70.0	0.0	7.6	0.0	97.6	0.0	100.0
9	0.1274	0.0	95.8	0.0	92.8	0.0	70.0	0.0	7.6	0.0	97.6	0.0	100.0
10	0.0741	0.0	95.8	0.2	93.1	0.0	70.0	1.5	9.1	0.0	97.6	0.0	100.0
11	0.0696	0.0	95.8	0.0	93.1	17.4	87.4	0.0	9.1	0.0	97.6	0.0	100.0
12	0.0688	0.3	96.1	0.0	93.1	0.0	87.4	0.0	9.1	0.1	97.7	0.0	100.0
13	0.0548	0.0	96.1	0.0	93.1	0.7	88.1	0.0	9.1	0.0	97.7	0.0	100.0
14	0.0497	0.0	96.1	0.0	93.1	0.0	88.1	0.0	9.1	0.0	97.7	0.0	100.0
15	0.0434	0.0	96.1	0.0	93.1	5.8	93.9	0.0	9.1	0.0	97.7	0.0	100.0
16	0.0427	0.0	96.1	4.2	97.2	0.0	93.9	48.1	57.2	0.0	97.7	0.0	100.0
17	0.0396	0.4	96.5	0.0	97.2	0.0	93.9	0.0	57.2	0.2	97.9	0.0	100.0
18	0.0362	0.0	96.5	0.8	98.0	0.0	93.9	9.9	67.1	0.0	97.9	0.0	100.0
19	0.0352	1.4	97.9	0.0	98.0	0.0	93.9	0.0	67.1	0.7	98.7	0.0	100.0
20	0.0306	0.0	97.9	0.0	98.0	1.8	95.7	0.0	67.1	0.0	98.7	0.0	100.0
21	0.0300	0.6	98.5	0.0	98.0	0.0	95.7	0.0	67.1	0.4	99.0	0.0	100.0
22	0.0298	0.0	98.5	0.0	98.0	0.0	95.7	0.0	67.1	0.0	99.0	0.0	100.0
23	0.0259	0.1	98.6	0.0	98.0	0.0	95.7	0.0	67.1	0.0	99.0	0.0	100.0
24	0.0249	0.0	98.6	0.1	98.1	0.0	95.7	0.9	67.9	0.0	99.0	0.0	100.0
25	0.0225	0.0	98.6	0.0	98.1	0.7	96.4	0.0	67.9	0.0	99.0	0.0	100.0
26	0.0215	0.0	98.6	0.0	98.1	0.0	96.4	0.0	67.9	0.0	99.0	0.0	100.0
27	0.0213	0.0	98.6	0.0	98.1	0.0	96.5	0.0	67.9	0.0	99.0	0.0	100.0
28	0.0198	0.0	98.6	0.0	98.1	0.0	96.5	0.0	67.9	0.0	99.1	0.0	100.0
29	0.0192	0.0	98.6	0.1	98.1	0.0	96.5	0.7	68.7	0.0	99.1	0.0	100.0
30	0.02	0.0	98.6	0.0	98.1	0.5	96.9	0.0	68.7	0.0	99.1	0.0	100.0

**Tabla B-3.** Respuestas modales del puente durante la etapa constructiva CS17

Modo N°	Periodo (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Masa(%)	SUM(%)										
1	3.0324	12.5	12.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	87.2	87.2	0.0	0.0
2	2.7494	0.0	12.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	87.2	100.0	100.0
3	1.1150	0.0	12.5	0.0	0.0	40.8	40.8	0.0	0.0	0.0	87.2	0.0	100.0
4	1.1055	0.0	12.5	82.7	82.7	0.0	40.8	6.2	6.2	0.0	87.2	0.0	100.0
5	0.5890	62.4	74.9	0.0	82.7	0.0	40.8	0.0	6.2	7.4	94.6	0.0	100.0
6	0.4528	0.0	74.9	11.4	94.0	0.0	40.8	0.1	6.2	0.0	94.6	0.0	100.0
7	0.3277	20.7	95.6	0.0	94.0	0.0	40.8	0.0	6.2	4.1	98.7	0.0	100.0
8	0.2799	0.0	95.6	0.0	94.0	21.3	62.1	0.0	6.2	0.0	98.7	0.0	100.0
9	0.2222	0.0	95.6	0.0	94.0	0.0	62.1	0.0	6.2	0.0	98.7	0.0	100.0
10	0.1373	0.9	96.5	0.0	94.0	0.0	62.1	0.0	6.2	0.2	98.9	0.0	100.0
11	0.1233	0.0	96.5	0.2	94.2	0.0	62.1	0.6	6.8	0.0	98.9	0.0	100.0
12	0.1227	0.0	96.5	0.0	94.2	13.6	75.6	0.0	6.8	0.0	98.9	0.0	100.0
13	0.0804	0.0	96.5	0.0	94.2	0.0	75.6	0.0	6.8	0.0	98.9	0.0	100.0
14	0.0757	0.0	96.5	0.0	94.2	9.2	84.8	0.0	6.8	0.0	98.9	0.0	100.0
15	0.0739	0.2	96.7	0.0	94.2	0.0	84.8	0.0	6.8	0.0	98.9	0.0	100.0
16	0.0697	0.0	96.7	0.0	94.2	2.4	87.1	0.0	6.8	0.0	98.9	0.0	100.0
17	0.0590	0.0	96.7	0.2	94.4	0.0	87.1	2.3	9.1	0.0	98.9	0.0	100.0
18	0.0513	0.0	96.7	0.0	94.4	6.1	93.3	0.0	9.1	0.0	98.9	0.0	100.0
19	0.0478	0.2	96.9	0.0	94.4	0.0	93.3	0.0	9.1	0.1	99.0	0.0	100.0
20	0.0452	0.0	96.9	0.0	94.4	0.0	93.3	0.0	9.1	0.0	99.0	0.0	100.0
21	0.0440	0.2	97.1	0.0	94.4	0.0	93.3	0.0	9.1	0.1	99.0	0.0	100.0
22	0.0422	0.0	97.1	3.5	97.9	0.0	93.3	50.2	59.3	0.0	99.0	0.0	100.0
23	0.0377	0.0	97.1	0.0	97.9	2.3	95.6	0.0	59.3	0.0	99.0	0.0	100.0
24	0.0360	0.0	97.1	0.5	98.4	0.0	95.6	7.3	66.6	0.0	99.0	0.0	100.0
25	0.0354	0.8	97.8	0.0	98.4	0.0	95.6	0.0	66.6	0.2	99.2	0.0	100.0
26	0.0319	1.0	98.8	0.0	98.4	0.0	95.6	0.0	66.6	0.3	99.5	0.0	100.0
27	0.0310	0.0	98.8	0.0	98.4	0.0	95.6	0.0	66.6	0.0	99.5	0.0	100.0
28	0.0299	0.0	98.8	0.0	98.4	0.6	96.2	0.0	66.6	0.0	99.5	0.0	100.0
29	0.0277	0.0	98.8	0.0	98.4	0.3	96.5	0.0	66.6	0.0	99.5	0.0	100.0
30	0.03	0.0	98.8	0.1	98.4	0.0	96.5	0.9	67.4	0.0	99.5	0.0	100.0

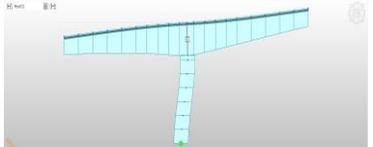
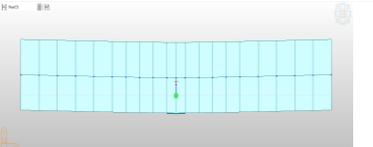
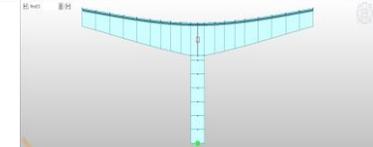
**Tabla B-4.** Respuestas modales del puente durante la etapa constructiva CS18

Modo N°	Periodo (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Masa(%)	SUM(%)										
1	1.7736	12.2	12.2	0.0	0.0	9.9	9.9	0.0	0.0	60.8	60.8	0.0	0.0
2	1.3956	0.0	12.2	39.0	39.0	0.0	9.9	3.0	3.0	0.0	60.8	48.5	48.5
3	0.6854	43.2	55.5	0.0	39.0	15.8	25.7	0.0	3.0	0.4	61.1	0.0	48.5
4	0.6015	0.0	55.5	52.1	91.1	0.0	25.7	2.4	5.4	0.0	61.1	23.6	72.1
5	0.4105	34.0	89.4	0.0	91.1	17.5	43.2	0.0	5.4	25.5	86.6	0.0	72.1
6	0.3017	5.7	95.2	0.0	91.1	16.6	59.8	0.0	5.4	0.1	86.7	0.0	72.1
7	0.2823	0.0	95.2	0.4	91.6	0.0	59.8	0.4	5.9	0.0	86.7	12.2	84.2
8	0.1649	1.1	96.3	0.0	91.6	1.7	61.5	0.0	5.9	2.3	88.9	0.0	84.2
9	0.1531	0.0	96.3	0.5	92.1	0.0	61.5	0.9	6.8	0.0	88.9	7.5	91.7
10	0.1281	0.2	96.5	0.0	92.1	7.8	69.3	0.0	6.8	0.6	89.6	0.0	91.7
11	0.1020	0.0	96.5	1.4	93.5	0.0	69.3	0.0	6.8	0.0	89.6	5.0	96.6
12	0.0857	0.1	96.6	0.0	93.5	9.7	78.9	0.0	6.8	2.2	91.8	0.0	96.6
13	0.0754	0.1	96.7	0.0	93.5	4.8	83.7	0.0	6.8	0.1	91.9	0.0	96.6
14	0.0739	0.0	96.7	0.5	94.0	0.0	83.7	0.0	6.8	0.0	91.9	2.2	98.8
15	0.0710	0.0	96.7	0.0	94.0	1.5	85.3	0.0	6.8	0.0	91.9	0.0	98.8
16	0.0574	0.0	96.7	0.0	94.0	0.0	85.3	3.9	10.7	0.0	91.9	0.7	99.5
17	0.0555	0.0	96.7	0.0	94.0	3.1	88.4	0.0	10.7	0.8	92.7	0.0	99.5
18	0.0493	0.1	96.8	0.0	94.0	2.4	90.8	0.0	10.7	0.0	92.8	0.0	99.5
19	0.0448	0.0	96.8	0.1	94.1	0.0	90.8	2.4	13.1	0.0	92.8	0.2	99.7
20	0.0446	0.2	97.1	0.0	94.1	0.1	90.8	0.0	13.1	0.2	92.9	0.0	99.7
21	0.0415	0.0	97.1	4.0	98.1	0.0	90.8	47.6	60.7	0.0	92.9	0.2	99.8
22	0.0400	0.0	97.1	0.0	98.1	3.2	94.1	0.0	60.7	0.7	93.6	0.0	99.8
23	0.0361	0.4	97.5	0.0	98.1	0.3	94.3	0.0	60.7	0.5	94.1	0.0	99.8
24	0.0360	0.0	97.5	0.2	98.3	0.0	94.3	5.7	66.4	0.0	94.1	0.1	99.9
25	0.0327	1.2	98.7	0.0	98.3	0.0	94.4	0.0	66.4	0.0	94.1	0.0	99.9
26	0.0310	0.0	98.7	0.0	98.4	0.0	94.4	0.0	66.5	0.0	94.1	0.1	99.9
27	0.0306	0.1	98.8	0.0	98.4	0.4	94.8	0.0	66.5	0.3	94.4	0.0	99.9
28	0.0283	0.0	98.8	0.0	98.4	0.0	94.8	0.0	66.5	0.2	94.6	0.0	99.9
29	0.0271	0.0	98.8	0.0	98.4	0.4	95.1	0.0	66.5	0.2	94.8	0.0	99.9
30	0.03	0.0	98.8	0.1	98.5	0.0	95.1	1.1	67.5	0.0	94.8	0.0	100.0

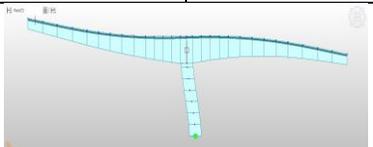
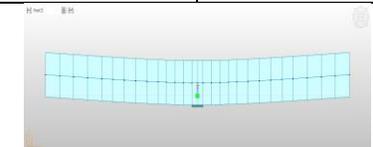
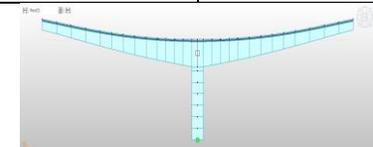
Tabla B-5. Respuestas modales del puente durante la etapa constructiva CS20

Modo N°	Periodo (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Masa(%)	SUM(%)										
1	0.9026	45.9	45.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.5	37.5	0.0	0.0
2	0.6749	0.0	45.9	87.8	87.8	0.0	0.0	4.8	4.8	0.0	37.5	0.0	0.0
3	0.4130	48.6	94.5	0.0	87.8	0.0	0.0	0.0	4.8	36.6	74.1	0.0	0.0
4	0.4072	0.0	94.5	0.0	87.8	57.9	57.9	0.0	4.8	0.0	74.1	0.0	0.0
5	0.3818	0.0	94.5	0.0	87.8	0.0	57.9	0.0	4.8	0.0	74.1	71.5	71.5
6	0.1847	0.0	94.5	2.7	90.5	0.0	57.9	2.0	6.8	0.0	74.1	0.0	71.5
7	0.1760	2.0	96.5	0.0	90.5	0.0	57.9	0.0	6.8	5.8	79.9	0.0	71.5
8	0.1516	0.0	96.5	0.0	90.5	6.2	64.0	0.0	6.8	0.0	79.9	0.0	71.5
9	0.1229	0.0	96.5	0.0	90.5	0.0	64.0	0.0	6.8	0.0	79.9	21.3	92.7
10	0.0908	0.0	96.5	3.1	93.6	0.0	64.0	0.0	6.9	0.0	79.9	0.0	92.7
11	0.0874	0.2	96.7	0.0	93.6	0.0	64.0	0.0	6.9	5.2	85.1	0.0	92.7
12	0.0842	0.0	96.7	0.0	93.6	19.3	83.3	0.0	6.9	0.0	85.1	0.0	92.7
13	0.0736	0.0	96.7	0.0	93.6	0.0	83.3	0.0	6.9	0.0	85.1	0.0	92.7
14	0.0695	0.0	96.7	0.0	93.6	0.0	83.3	0.0	6.9	0.0	85.1	6.1	98.9
15	0.0565	0.0	96.7	0.0	93.6	4.3	87.6	0.0	6.9	0.0	85.1	0.0	98.9
16	0.0563	0.0	96.7	0.0	93.6	0.0	87.6	5.8	12.7	0.0	85.1	0.0	98.9
17	0.0538	0.1	96.8	0.0	93.6	0.0	87.6	0.0	12.7	1.8	86.9	0.0	98.9
18	0.0451	0.2	97.1	0.0	93.6	0.0	87.6	0.0	12.7	0.3	87.2	0.0	98.9
19	0.0441	0.0	97.1	0.0	93.6	0.0	87.6	0.0	12.7	0.0	87.2	0.9	99.7
20	0.0413	0.0	97.1	0.0	93.6	5.6	93.1	0.0	12.7	0.0	87.2	0.0	99.7
21	0.0410	0.0	97.1	4.6	98.2	0.0	93.1	49.6	62.2	0.0	87.2	0.0	99.7
22	0.0381	0.3	97.3	0.0	98.2	0.0	93.1	0.0	62.2	1.9	89.1	0.0	99.7
23	0.0361	0.0	97.3	0.1	98.3	0.0	93.1	4.1	66.3	0.0	89.1	0.0	99.7
24	0.0329	1.4	98.7	0.0	98.3	0.0	93.1	0.0	66.3	0.0	89.1	0.0	99.7
25	0.0317	0.0	98.7	0.0	98.3	0.3	93.5	0.0	66.3	0.0	89.1	0.0	99.7
26	0.0311	0.0	98.7	0.0	98.3	0.0	93.5	0.0	66.3	0.0	89.1	0.2	99.9
27	0.0287	0.0	98.7	0.0	98.3	0.0	93.5	0.0	66.3	0.0	89.1	0.0	99.9
28	0.0280	0.1	98.8	0.0	98.3	0.0	93.5	0.0	66.3	1.1	90.2	0.0	99.9
29	0.0270	0.0	98.8	0.2	98.5	0.0	93.5	1.3	67.6	0.0	90.2	0.0	99.9
30	0.03	0.0	98.8	0.0	98.5	1.3	94.8	0.0	67.6	0.0	90.2	0.0	99.9

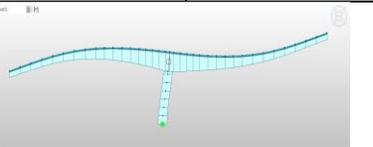
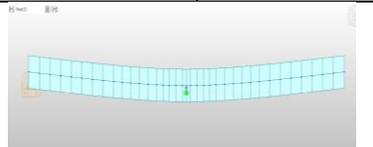
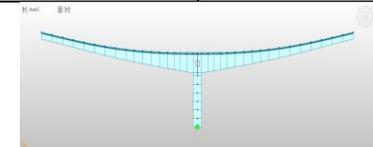
**Figura B-1.** Deformadas del puente para los principales modos fundamentales en la etapa CS9.

Modo fundamental longitudinal		Modo fundamental transversal		Modo fundamental vertical	
<i>Modo 4. <math>U_x</math></i>	% Masa = 52.2 T= 0.28 s	<i>Modo 3. <math>U_y</math></i>	% Masa = 89.8 T= 0.67 s	<i>Modo 5. <math>U_z</math></i>	% Masa = 51.1 T= 0.23 s
					

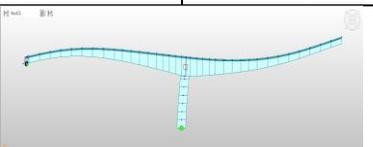
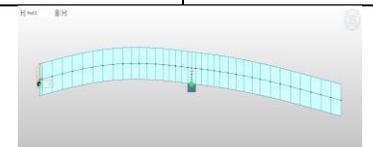
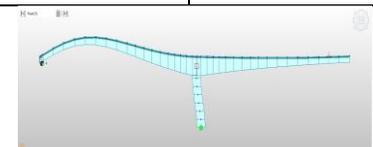
**Figura B-2.** Deformadas del puente para los principales modos fundamentales en la etapa CS13.

Modo fundamental longitudinal		Modo fundamental transversal		Modo fundamental vertical	
<i>Modo 5. <math>U_x</math></i>	% Masa = 69.9 T= 0.41 s	<i>Modo 3. <math>U_y</math></i>	% Masa = 89.8 T= 0.86 s	<i>Modo 4. <math>U_z</math></i>	% Masa = 44.6 T= 0.56 s
					

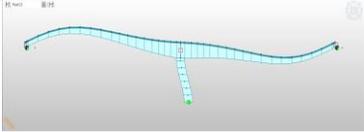
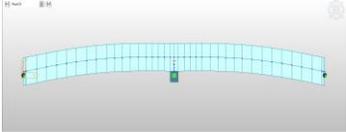
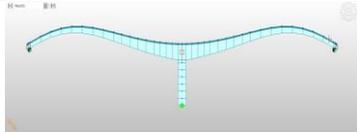
**Figura B-3.** Deformadas del puente para los principales modos fundamentales en la etapa CS17.

Modo fundamental longitudinal		Modo fundamental transversal		Modo fundamental vertical	
<i>Modo 5. <math>U_x</math></i>	% Masa = 62.4 T= 0.59 s	<i>Modo 4. <math>U_y</math></i>	% Masa = 82.7 T= 1.11 s	<i>Modo 3. <math>U_z</math></i>	% Masa = 40.8 T= 1.12 s
					

**Figura B-4.** Deformadas del puente para los principales modos fundamentales en la etapa CS18.

Modo fundamental longitudinal		Modo fundamental transversal		Modo fundamental vertical	
<i>Modo 3. <math>U_x</math></i>	% Masa = 43.2 T= 0.69 s	<i>Modo 4. <math>U_y</math></i>	% Masa = 52.1 T= 0.60 s	<i>Modo 5. <math>U_z</math></i>	% Masa = 17.5 T= 0.41 s
					

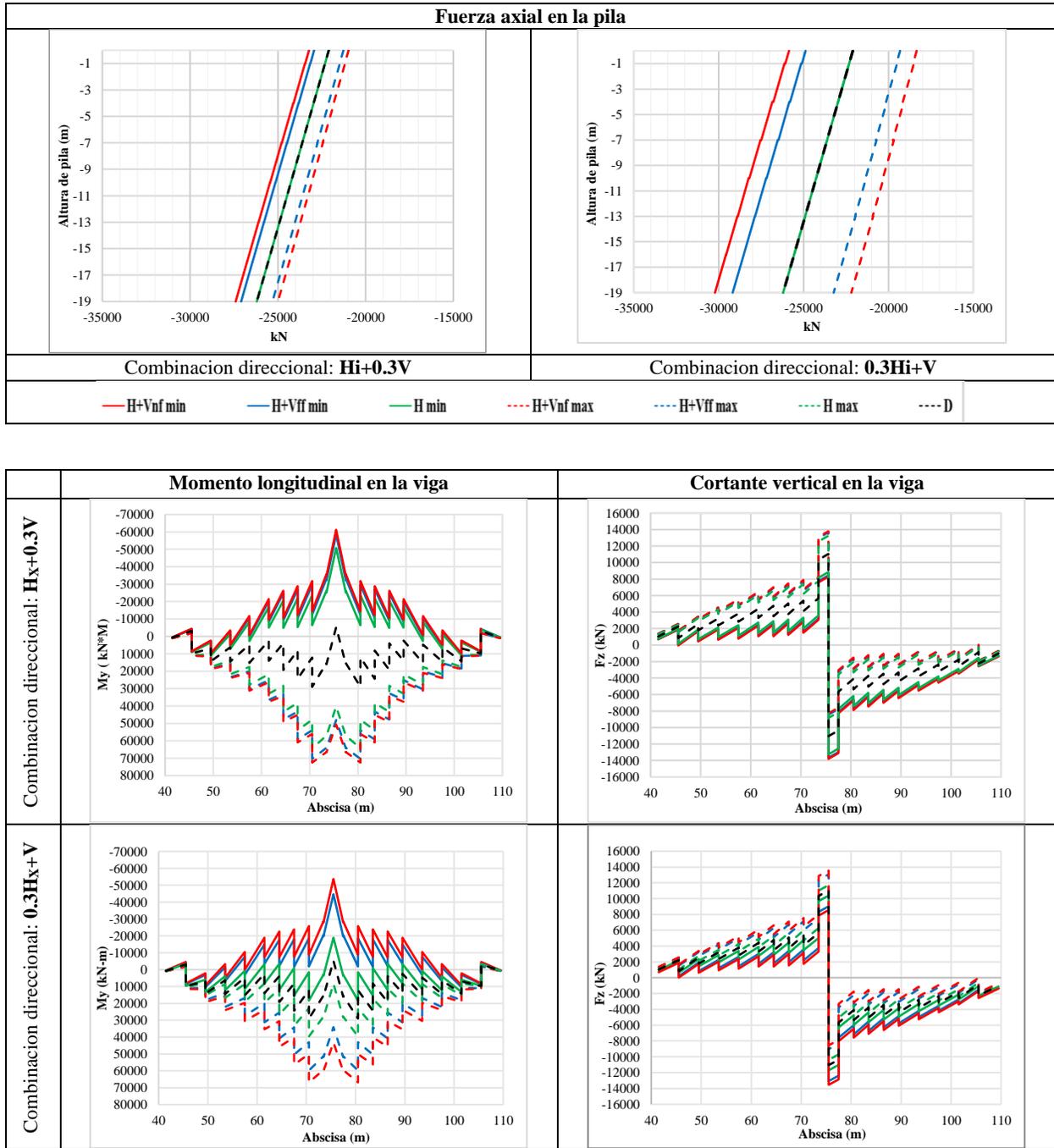
**Figura B 5.** Deformadas del puente para los principales modos fundamentales en la etapa CS20.

Modo fundamental longitudinal		Modo fundamental transversal		Modo fundamental vertical	
<i>Modo 3. <math>U_x</math></i>	% Masa = 48.6 T= 0.41 s	<i>Modo 2. <math>U_y</math></i>	% Masa = 87.8 T= 0.67 s	<i>Modo 4. <math>U_z</math></i>	% Masa = 57.9 T= 0.40 s
					

**Apéndice C. Respuestas de fuerza axial de la pila y momento flector y cortante en la viga durante las etapas constructivas propuestas**

A continuación, se presentan los diagramas de fuerza axial en la pila y momento flector y cortante vertical de la viga para cada una de las etapas constructivas planteadas en este estudio (Figura 4). Como se mencionó en el cuerpo del artículo, el caso de carga crítico que gobernará el diseño de la pila es  $0.3H_i+V$ , sin importar la dirección del sismo horizontal ya que este no posee influencia en la respuesta estructural de la pila. Por otra parte, el caso de carga que gobernará el diseño de la viga es  $HX+0.3V$ . Como se puede observar, en todos los casos estudiados la componente vertical sísmica genera variaciones en las demandas estructurales en la pila y la viga.

Tabla C- 1. Envolventes estructurales de la pila y la viga para la etapa constructiva CS9.



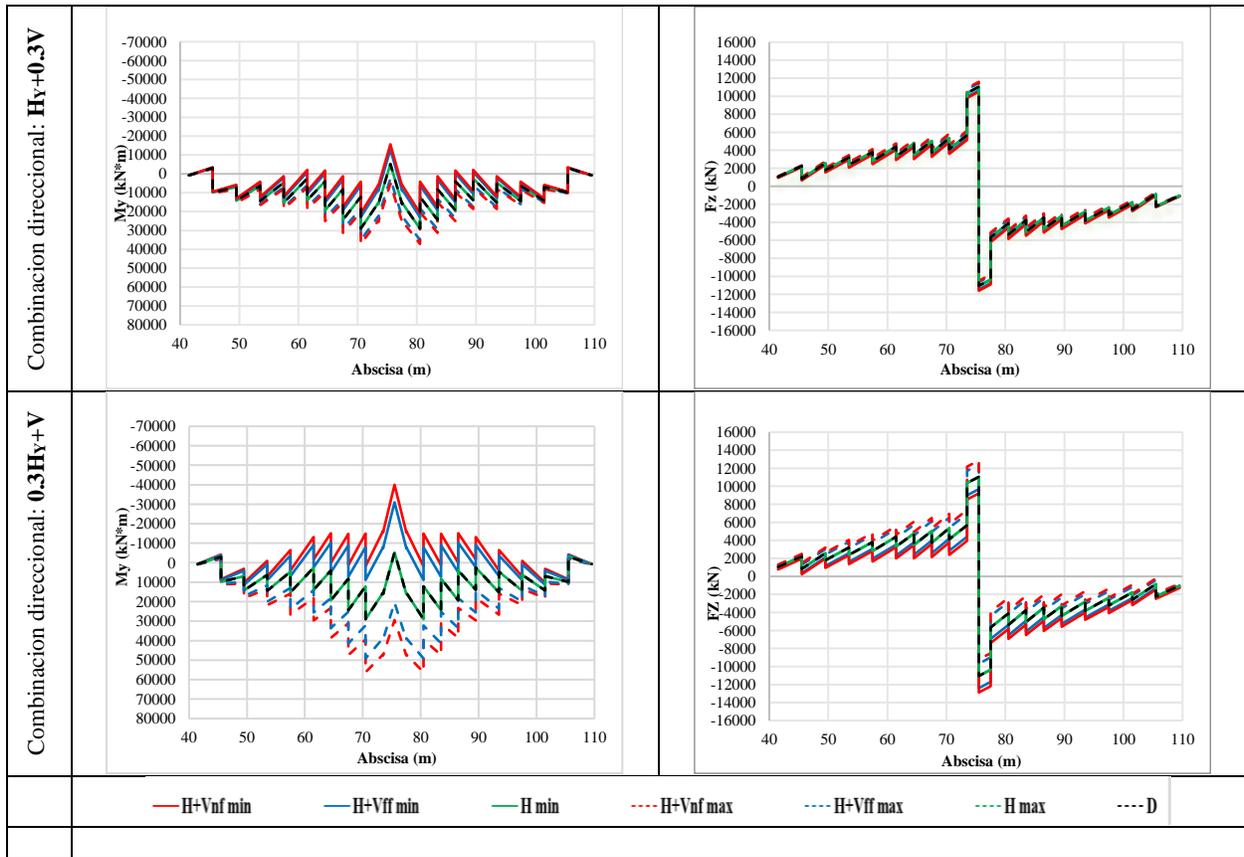
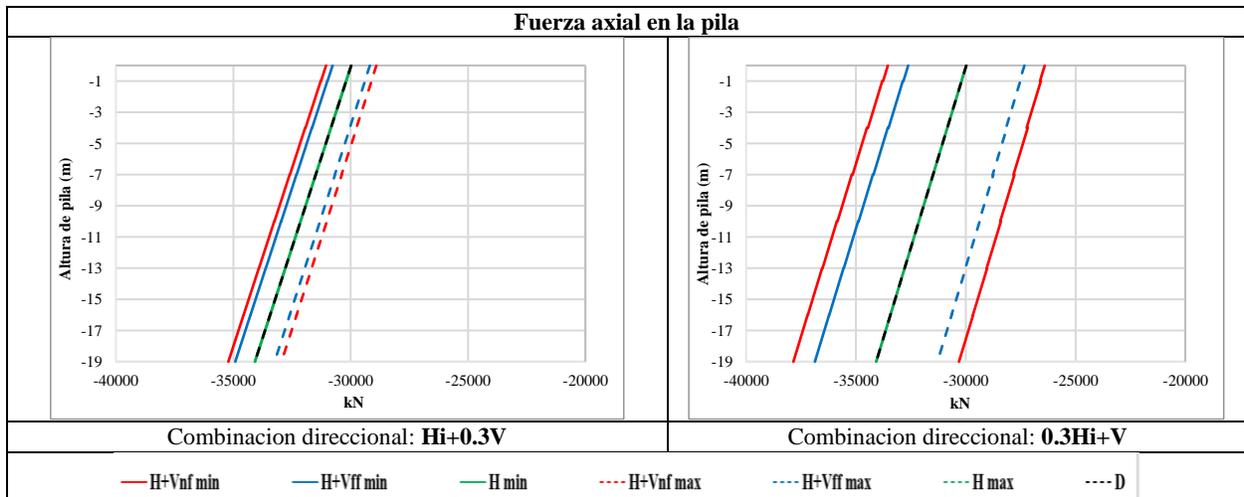


Tabla C- 2. Envolventes estructurales de la pila y la viga para la etapa constructiva CS13.



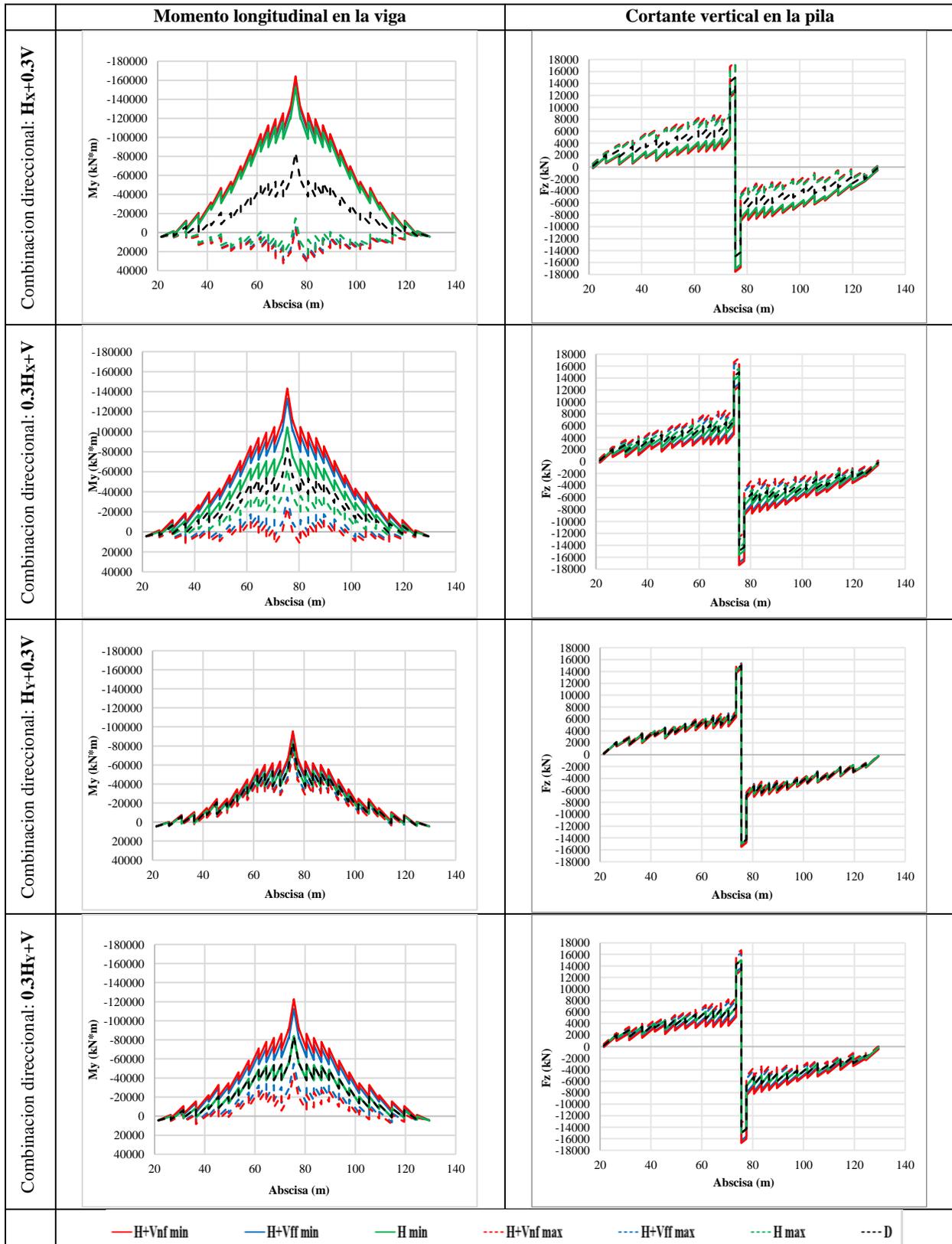
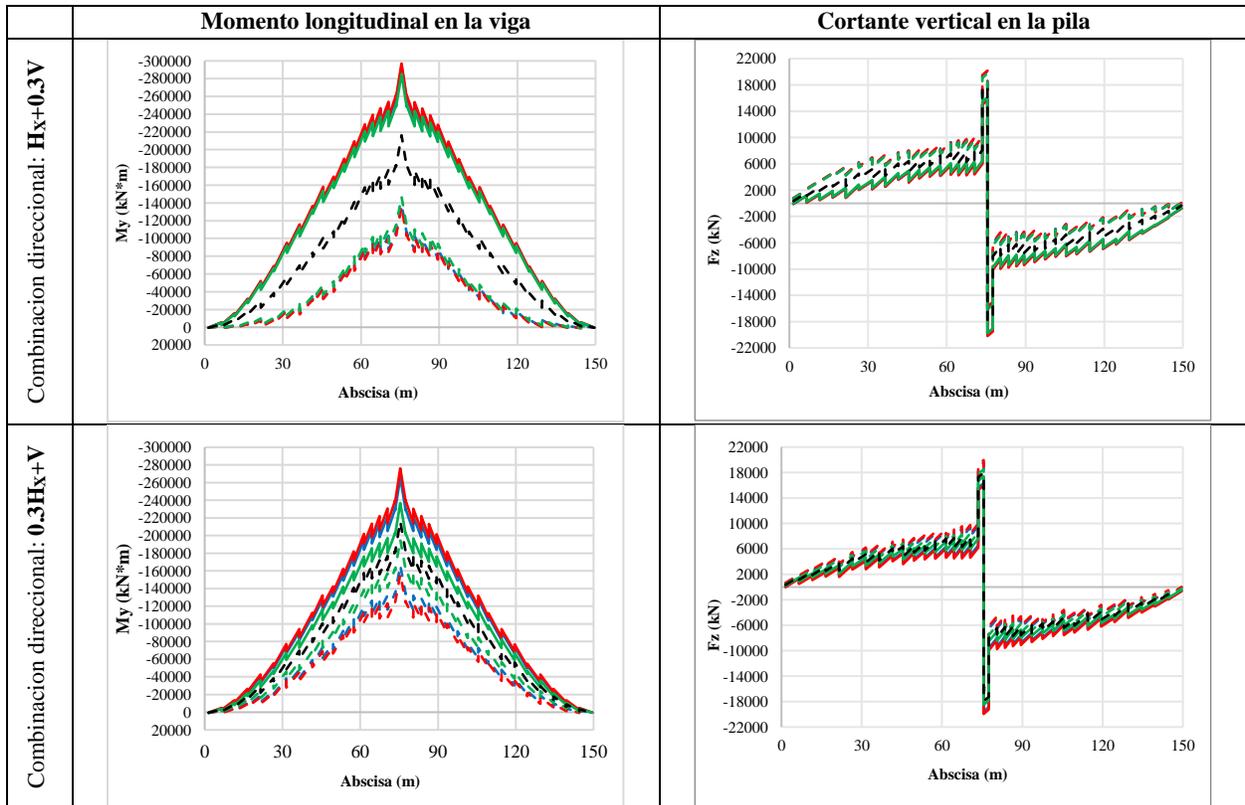
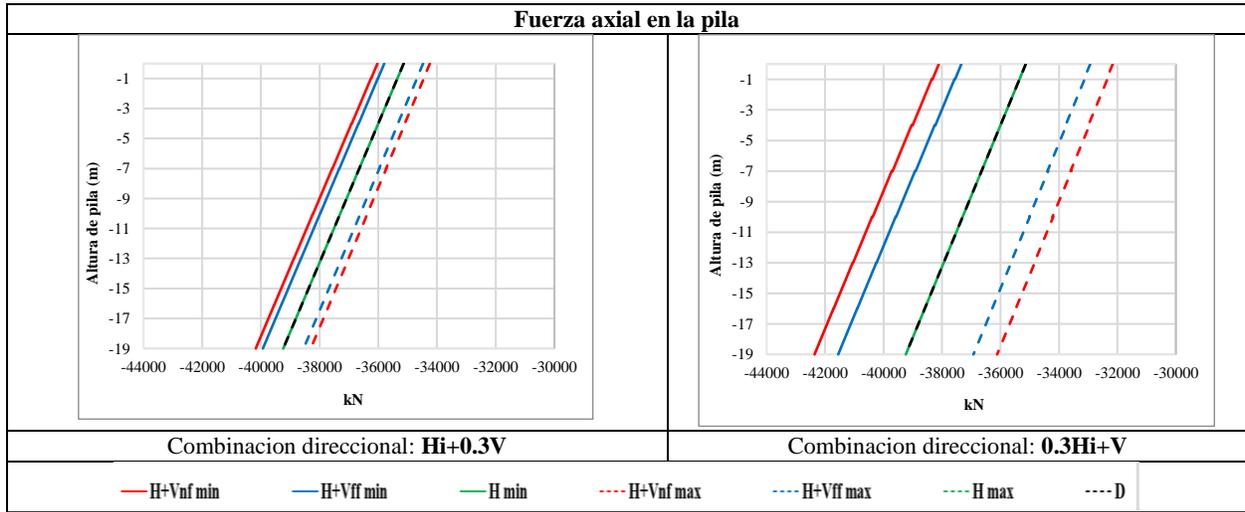


Tabla C- 3. Envolventes estructurales de la pila y la viga para la etapa constructiva CS17.



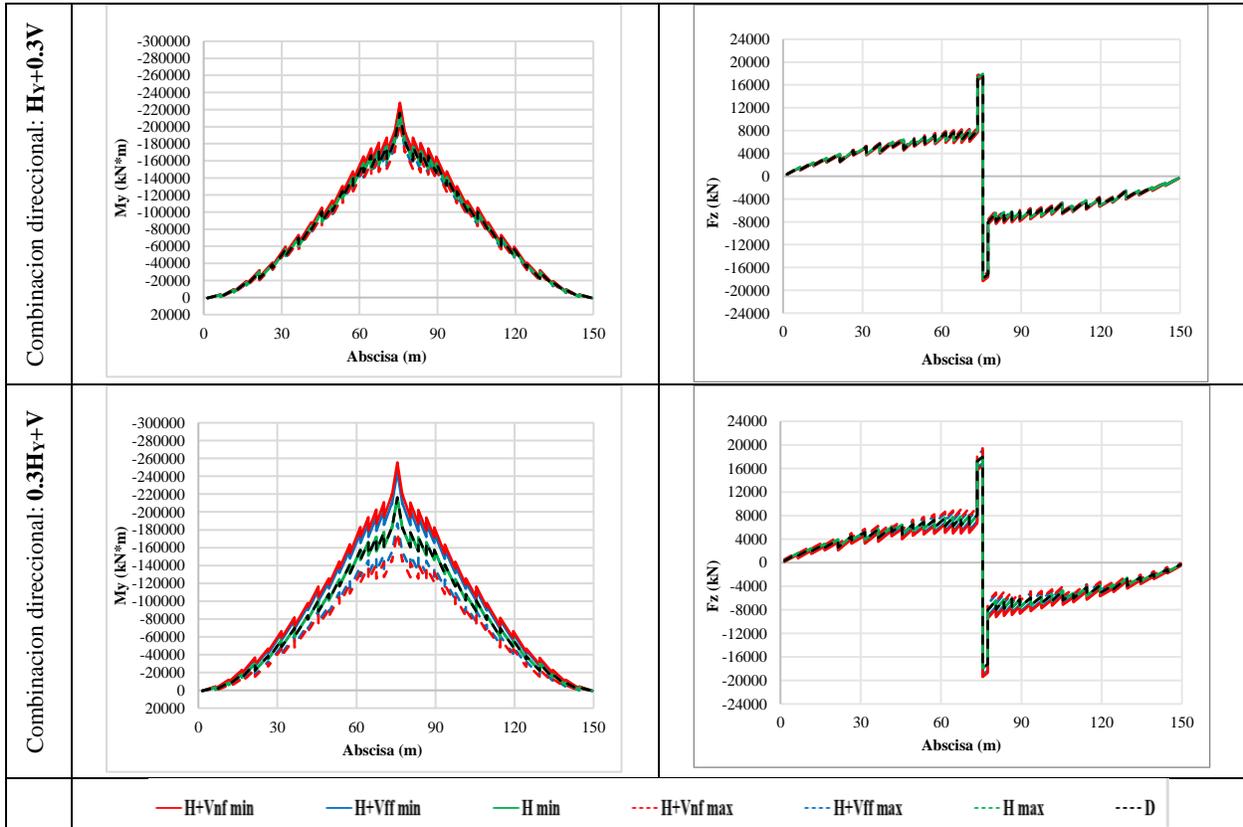
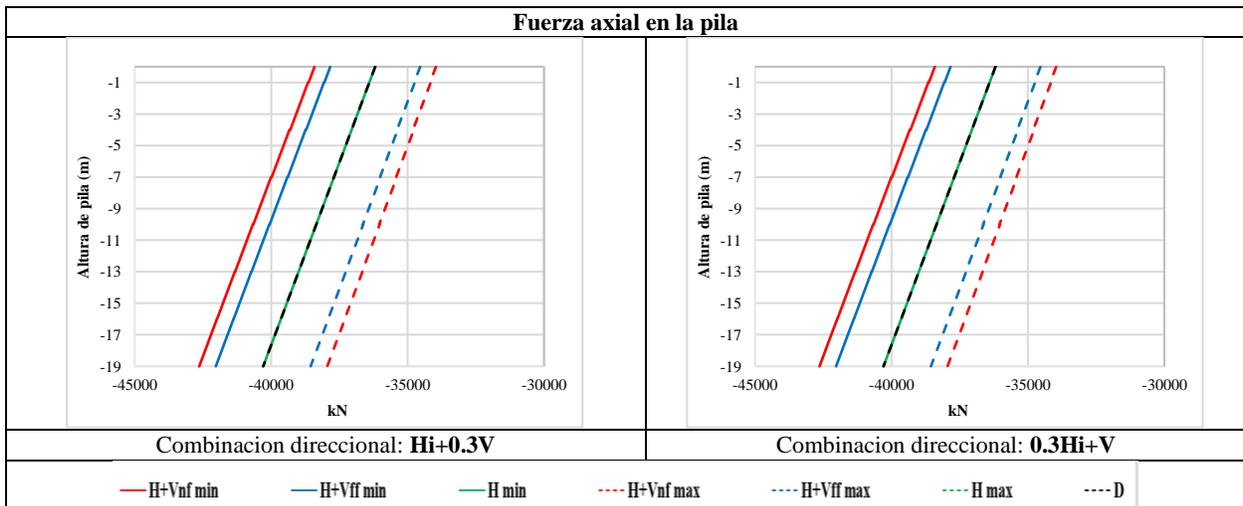


Tabla C- 4. Envoltentes estructurales de la pila y la viga para la etapa constructiva CS18.



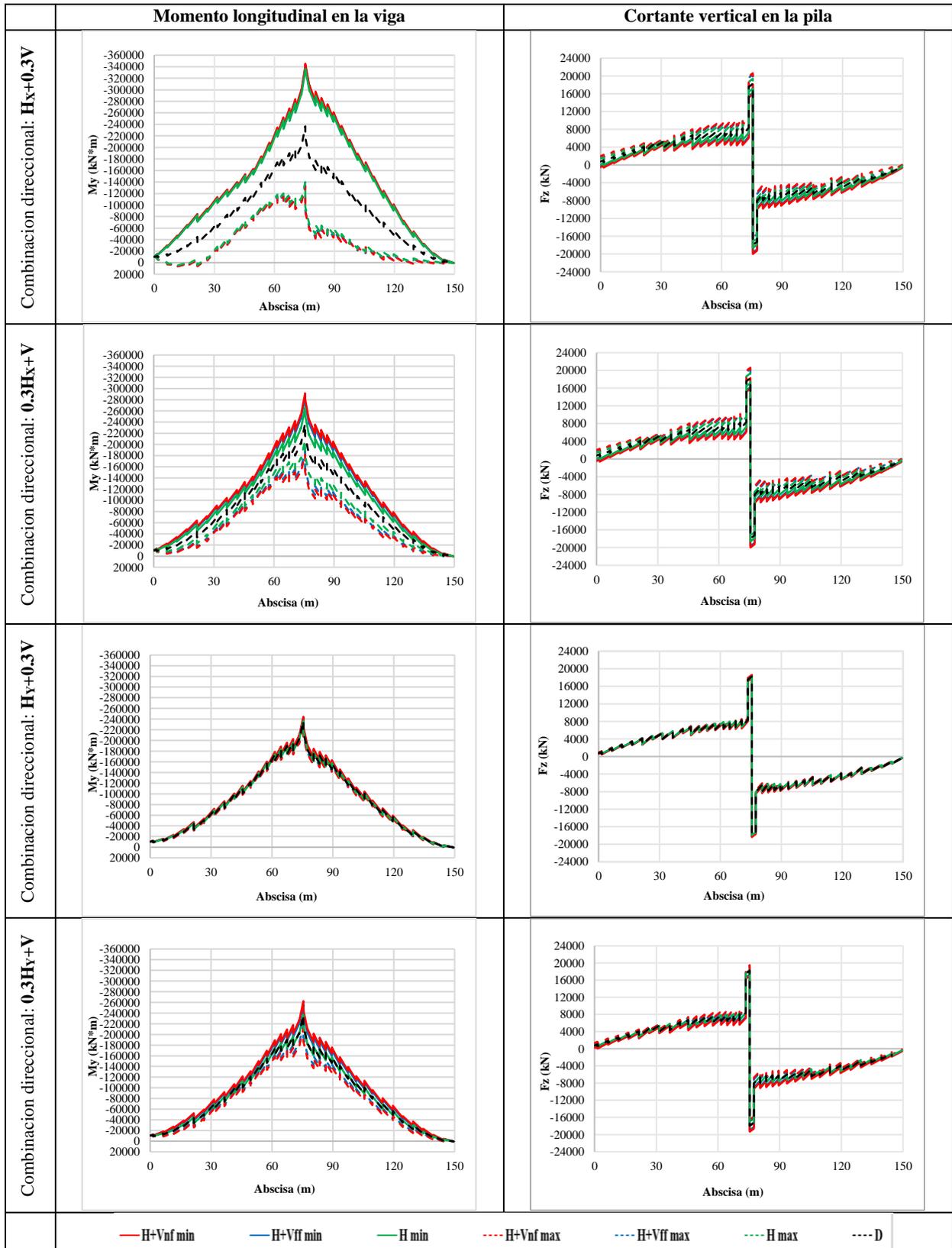


Tabla C- 5. Envolventes estructurales de la pila y la viga para la etapa constructiva CS20.

