

PUENTE ATIRANTADO DE HISGAURA (COLOMBIA)

Fco. Javier JORDÁN GARCÍA

ICCP, P.E., P.Eng

PEDELTA

Director Técnico

jjordan@pedelta.com

Diego SISÍ MAESTRE

ICCP

PEDELTA

Ingeniero Estructural

dsisi@pedelta.com

Narciso PULIDO ASÍN

ICCP

SACYR CONSTRUCCIÓN

Director de Proyecto

npulido@sacyr.com

Rafael DE OLIVEIRA CABRAL

Ingeniero Civil

PEDELTA

Ingeniero Estructural

rcabral@pedelta.com

Nelson BETANCOUR SUAREZ

Ingeniero Civil

PEDELTA COLOMBIA

Director Técnico

nbetancour@pedelta.com

Cristian BERNAL PÉREZ

ICCP

SACYR CONSTRUCCIÓN

Ingeniero de Diseño

cbernalp@sacyr.com

Resumen

El puente atirantado de Hisgaura ha sido diseñado por Pedelta en colaboración con los Servicios Técnicos de Sacyr Construcción y se ubica en el noreste de Colombia, cerca de la ciudad de Málaga. El puente se encuentra actualmente en construcción y cruza el río Hisgaura a más de 100 m de altura sobre su cauce. El diseño de la estructura se caracteriza especialmente por la alta sismicidad de la zona y la proximidad a una falla activa, lo que ha requerido la utilización de amortiguadores y la realización de un análisis de dinámico temporal basado en acelerogramas sintéticos para los movimientos del suelo. La normativa empleada en el diseño ha sido la AASHTO LRFD.

KEYWORDS: Puente atirantado, amortiguador sísmico, viento, integración en el tiempo.

1. Introducción

La construcción del puente de Hisgaura está siendo realizada por la empresa Sacyr Construcción, que ha contratado a Pedelta los servicios de ingeniería especializada en el proyecto estructural y diseño del puente a efectos de definir la solución que más se adapta a los métodos requeridos por Sacyr y los requerimientos del Contrato, integrarlo en el proyecto completo necesario para llevar a cabo las obras, así como realizar una asistencia técnica a la obra para su seguimiento y resolución de incidencias y adaptaciones surgidas durante la construcción.

El puente se encuentra actualmente en construcción y sustituye a un puente arco existente que se encuentra ubicado en una zona muy angosta del valle que sufre frecuentes e importantes deslizamientos de laderas.

En el presente artículo, adicionalmente a una descripción general del puente, se exponen los detalles más relevantes de su diseño frente a viento y sismo, como aspecto críticos particulares más relevantes asociados el diseño de este puente.

2. Descripción del puente

Se trata de un puente de 5 vanos con luces de 36.5+36.5+125.0+330.0+125.0 m respectivamente, de modo que su longitud total es de 653.0 m.

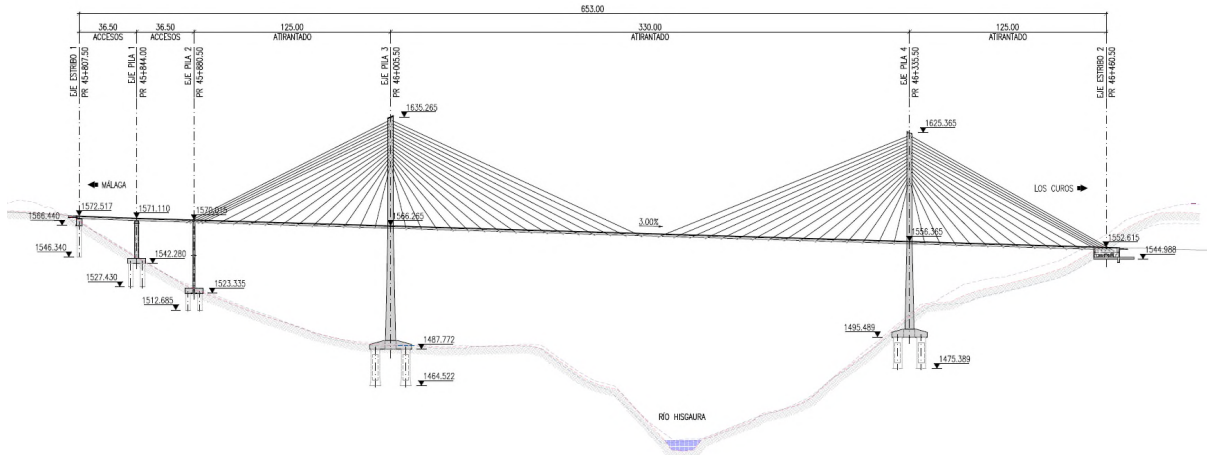


Figura 1. Alzado general del puente.

El tablero es de hormigón pretensado y tiene una sección constituida por dos nervios laterales de 1.40 m de canto en los que se anclan inferiormente los tirantes, con un contrapeso en el estribo 2 para anclar los tirantes de la torre más cercana. Fuera de los anclajes de tirantes, la sección es aligerada. Tiene un ancho total de 13.70 m y tiene tabiques transversales de 0,3 m de espesor cada 5.0 m.

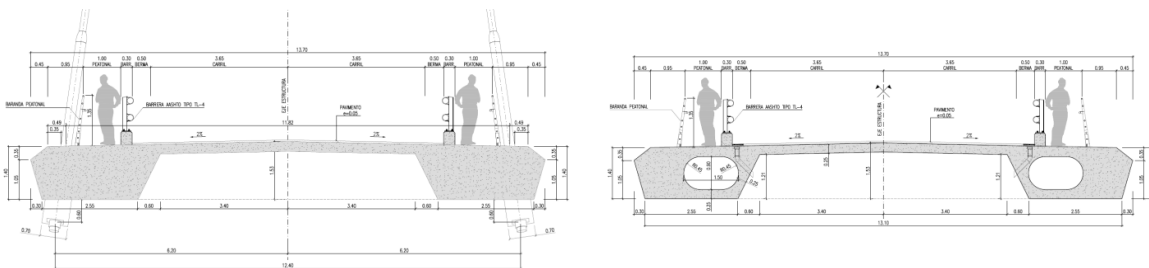


Figura 2. Sección transversal. Tramo atirantado.

La plataforma del tablero incluye dos carriles para tráfico de vehículos, dos aceras peatonales laterales, barreras, barandillas y dos zonas para anclaje de los dos planos de tirantes.

Existen dos torres en forma de Y invertida que alcanzan una altura de 140 m sobre el terreno. El tablero no apoya verticalmente en los pilonos, pero si transversalmente. El tablero es continuo a lo largo de toda la longitud del puente y se une monólicamente a la pila 2, de inicio del tramo atirantado. Esta pila se postensa verticalmente en toda su altura.

Los tirantes se disponen en dos planos anclándose cada 10 m en el tablero. En la zona superior de las torres, los tirantes se anclan a una sección mixta hueca de cajón interior metálico conectada a paredes exteriores de hormigón armado.

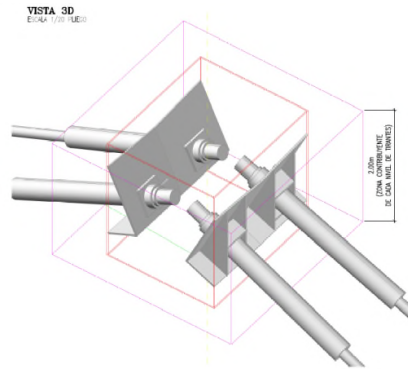


Figura 4. Vista 3D anclaje de tirante en pilono

Se han previsto unos tirantes provisionales durante construcción para atado del tablero a las cimentaciones de torres con objeto de minimizar el efecto de un sismo durante construcción.

La cimentación de las torres es mediante 4 caissons huecos de 5.00 m de diámetro y 0.70 m de espesor de pared, mientras que las pilas y estribos se cimentan en caissons macizos de 2.50 m a excepción del estribo 2, que se apoya mediante cimentación superficial en el terreno natural.

Para el diseño del puente se ha realizado una caracterización sísmica de sitio y se ha realizado un análisis dinámico temporal frente a diversos acelerogramas sintéticos generados específicamente para el puente. Con objeto de minimizar la fuerza sísmica se han dispuesto amortiguadores sísmicos entre el tablero y el estribo 2 del puente.

La acción de viento se ha caracterizado en base a un estadístico climatológico particularizado, mientras que el efecto del viento en la estructura y el análisis de inestabilidades se ha efectuado mediante análisis numéricos seccionales aeroelásticos y modelos estructurales globales del puente.

3. Diseño

En el diseño del puente se ha empleado la normativa *AASHTO LRFD 2012 Bridge Design* y la *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Isolation Design* [2] para el diseño sísmico.

Se ha elaborado un modelo de cálculo del puente completo, en lo cual se incorporaron todas las fases de construcción y elementos del puente, incluyendo los amortiguadores no lineales utilizados en el análisis sísmico de integración en el tiempo.

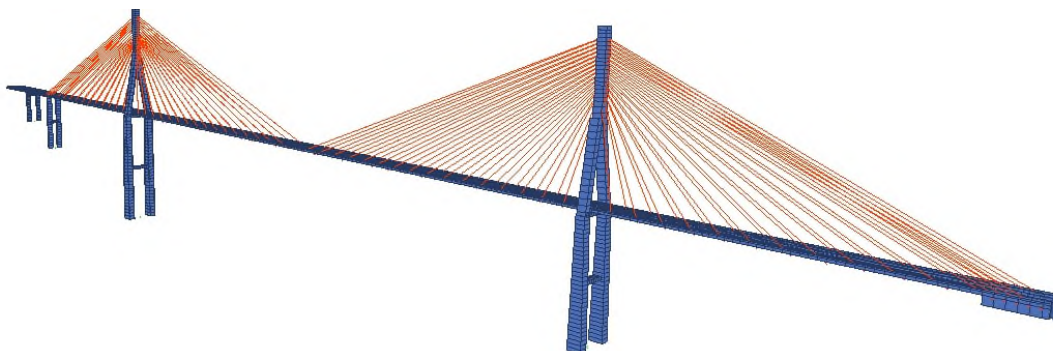


Figura 3. Vista del modelo de cálculo.

3.1. Análisis de viento

Dadas las características de la estructura y la posibilidad de ocurrencia de fenómenos de inestabilidad, se ha encargado un estudio de viento a una empresa especializada en la materia. El estudio incluyó un análisis estático y dinámico de un tramo de 85 m del vano central a una escala 1:40 bajo condiciones de baja y alta turbulencia isotrópica y flujo uniforme.



Figura 4. Ensayo seccional de túnel de viento.

El estudio ha permitido descartar la posibilidad de ocurrencia de inestabilidades y se han obtenido cargas equivalentes estáticas a aplicar en el modelo de cálculo.

Se ha analizado la respuesta de la estructura bajo dichas cargas, y se ha comprobado que era similar o inferior que la respuesta de la estructura bajo las solicitaciones del viento requeridas por la normativa, por ello y de cara a la seguridad estructural, las solicitaciones del viento utilizadas han sido las de la normativa de diseño.

Sección de pilono 3	Momento transversal por viento AASHTO LRFD, [kN*m]	Momento transversal por estudio de viento, [kN*m]	Relación estudio viento/valor AASHTO LRFD
Base fuste	56 300	55 384	98%
Conexión con riostra inferior	20 168	19 610	97%
Conexión con riostra superior	15 996	15 374	97%
Base zona fuste único	22 937	18 623	81%

Tabla 1. Comparación viento estático equivalente según AASHTO LRFD frente al deducido del ensayo de túnel de viento y análisis numérico del puente completo.

3.2. Análisis sísmico y amortiguación

El puente se encuentra en una zona de alta sismicidad, y cercana a una falla sísmica activa, lo que obliga a tener en cuenta también la ocurrencia de un sismo vertical, que se ha tomado como 2/3 del espectro de respuesta del sismo horizontal.

Para reducir los esfuerzos transmitidos a la pila 2, empotrada monolíticamente en el tablero, y al estribo 2, se han dispuesto amortiguadores sísmicos entre tablero y estribo 2.

Con objeto de alcanzar la respuesta sísmica deseada para no sobrepasar la capacidad de demanda de desplazamientos en la pila 2, se precisaba alcanzar de un amortiguamiento equivalente del orden del 30%, lo que ha llevado a optar por amortiguadores viscosos, capaces de proporcionar una gran disipación de energía. Esta disipación de energía se logra mediante un fluido viscoso que, bajo los desplazamientos de sismo, es forzado a través de un orificio,

transformando la energía sísmica en calor y disipada en la atmosfera. Bajo cargas lentas, como el viento, el amortiguador no transmite ninguna fuerza.

Para poder considerar la existencia de los amortiguadores en el análisis sísmico de respuesta espectral, se han tenido en cuenta dos parámetros. El primero es la rigidez equivalente del aparato (K_{damp}) y el espectro sísmico reducido (S'_d). Dado que la AASHTO no define como calcular estos parámetros, estos se han considerado según el Eurocodigo 8 [3] (EN 1998-2 7.5.4).

$$K_{eff} = K_{sistema} + K_{amortiguador} \quad (1)$$

$$S'_d = S_d \times \eta_{eff} = S_d \times \sqrt{\frac{0,1}{0,05 + \xi_{eff}}} \quad (2)$$

Con estos datos se ha procedido a diseñar la estructura, asumiendo un comportamiento elástico, considerando las situaciones de construcción y servicio.

Dado que, para niveles de amortiguamiento sísmico elevados, mayores al 30%, el método de análisis espectral con espectro reducido puede no reproducir correctamente la respuesta de la estructura amortiguada, es necesario realizar un análisis de integración en el tiempo, incorporando los amortiguadores como elementos no-lineales. Dado que se trata de un análisis complejo, que requiere un tiempo de cálculo muy elevado, este análisis no se aplica en la fase de diseño de la estructura, pero si al final, como herramienta de comprobación. La publicación *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* [1] no permite optimizar la estructura con base a los resultados obtenidos del análisis.

El análisis sísmico de integración paso a paso en el tiempo consiste en obtener la respuesta de la estructura bajo desplazamientos en la base que reproduzcan movimientos sísmicos, registrados o generados sintéticamente a partir de acelerogramas.

Los criterios para el análisis en la *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* [1] y en el Eurocodigo 8 [3] son similares, que son la consideración de los movimientos en ambas direcciones horizontales y en vertical, un mínimo de 3 registros sísmicos y en caso que se consideren 7 o más registros sísmicos, la respuesta puede ser tomada como la media de los registros, en caso contrario como el máximo.

En el diseño del puente de Hisgaura se han utilizado 7 conjuntos de desplazamientos, obtenidos de acelerogramas sintéticos. Estos movimientos se han aplicado a las líneas de apoyos en el terreno de la estructura final.



Figura 5. Ejemplo registro sísmico empleado

Una vez obtenidas las respuestas de los 7 registros, en cada dirección, se calculó el valor promedio y se comparó con el valor obtenido del análisis lineal de respuesta espectral. Se pudo comprobar que las respuestas obtenidas en ambas análisis son muy similares.

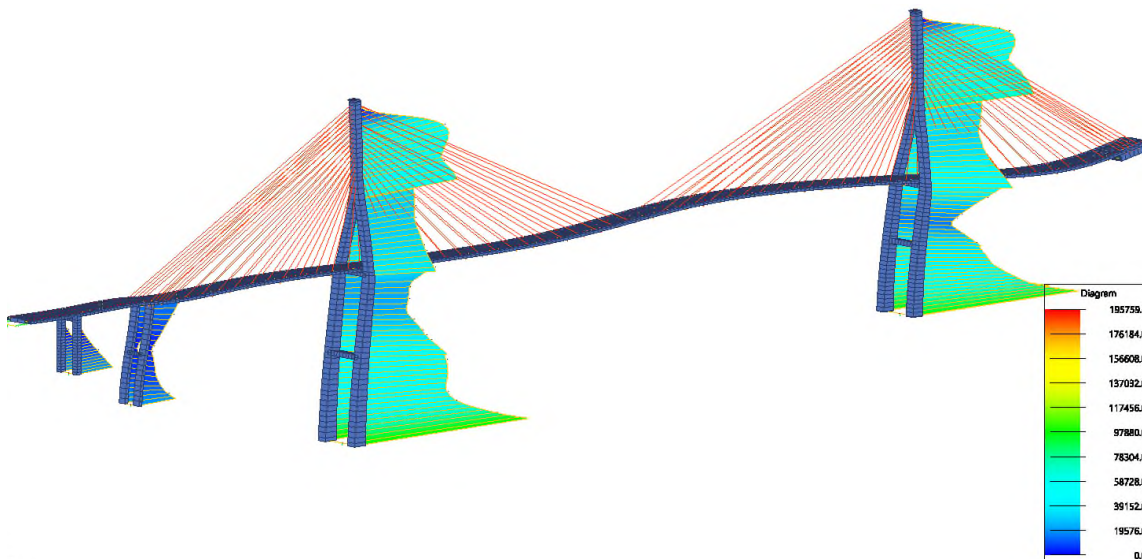


Figura 6. Envoltente de Momento longitudinal

En el análisis de integración en el tiempo se han considerado los siguientes parámetros:

- Amortiguamiento de Rayleigh: con el objetivo de obtener un amortiguamiento aproximadamente constante en el análisis, se han definido los parámetros de Rayleigh con los modos relevantes más bajos y más altos.
- Incrementos de tiempo de 0.05 s. Este parámetro es muy importante para lograr alcanzar resultados correctos en cada instante del análisis, y optimizar el tiempo de análisis. Este análisis requiere un tiempo de cálculo significativo (en este caso ha sido del orden de 1h por registro en cada dirección, 21 horas en total para los 7 registros y tres direcciones). Normalmente un incremento de 1/10 del período asociado al primer modo de vibración (0.5 s en el puente de Hisgaura) es suficiente para obtener resultados con un mínimo de precisión. Sin embargo, en este caso, debido a la existencia de los elementos no lineales de amortiguación, ha sido necesario reducir los incrementos de tiempo para lograr convergencia en cada paso.

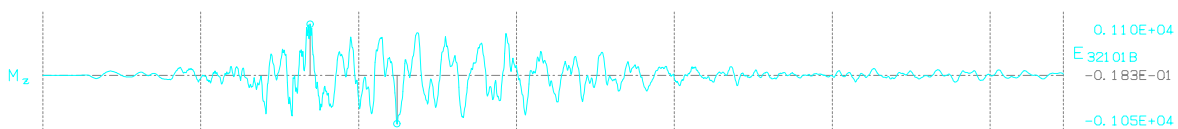


Figura 6. Momento longitudinal al largo de un registro

3.3. Retenida Pila 2

Uno de los elementos más importantes en el puente es la pila 2. Dada la necesidad de tener un sistema de retenida para los tirantes del vano 2 y de limitar la deformación longitudinal de la estructura, se ha decidido conectar el tablero monolíticamente a la pila 2. Esta pila está sometida a esfuerzos muy significativos, en parte debido al tiro originado por los tirantes de retenida y en parte por los desplazamientos longitudinales impuestos en coronación debido a viento, temperatura y efectos reológicos, aparte de los efectos sísmicos.

Sin embargo la pila tiene de ser suficientemente flexible para poder deformarse bajo esas acciones, sin generar un momento excesivamente grande en su base. Por estas razones, se ha optado por una pila compuesta por dos fustes macizos delgados, de dimensiones 1.5x3.5 m y postesada verticalmente.

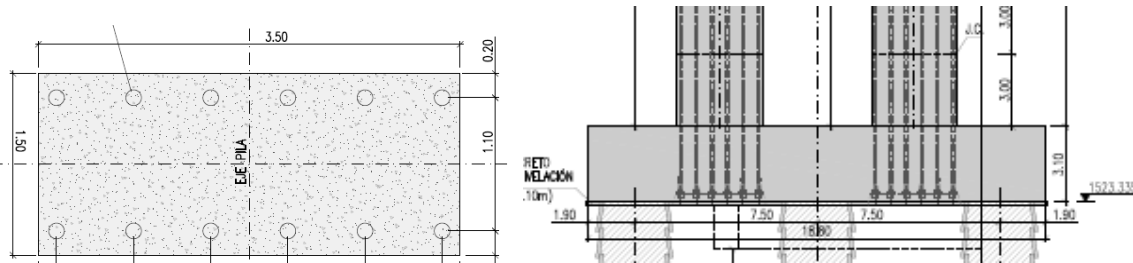


Figura 7. Sección y Alzado de Arranque Pila 2

3.4. Retenida Estribo 2

Otro elemento crítico de la estructura es la retenida de la acción vertical ascendente transmitida por los tirantes en la zona del estribo 2. Los movimientos longitudinales a que está sometida la estructura imposibilitaban utilizar un sistema de retenida con anclajes verticales al estribo, por lo cual se ha optado por un sistema mediante contrapeso.

Este elemento de grandes dimensiones, un bloque de 3x14x1 2m que se materializa como una gran riostra que cuelga del tablero, es particularmente complejo, debido a los diferentes elementos que definen las condiciones de contorno del tablero en esta zona:

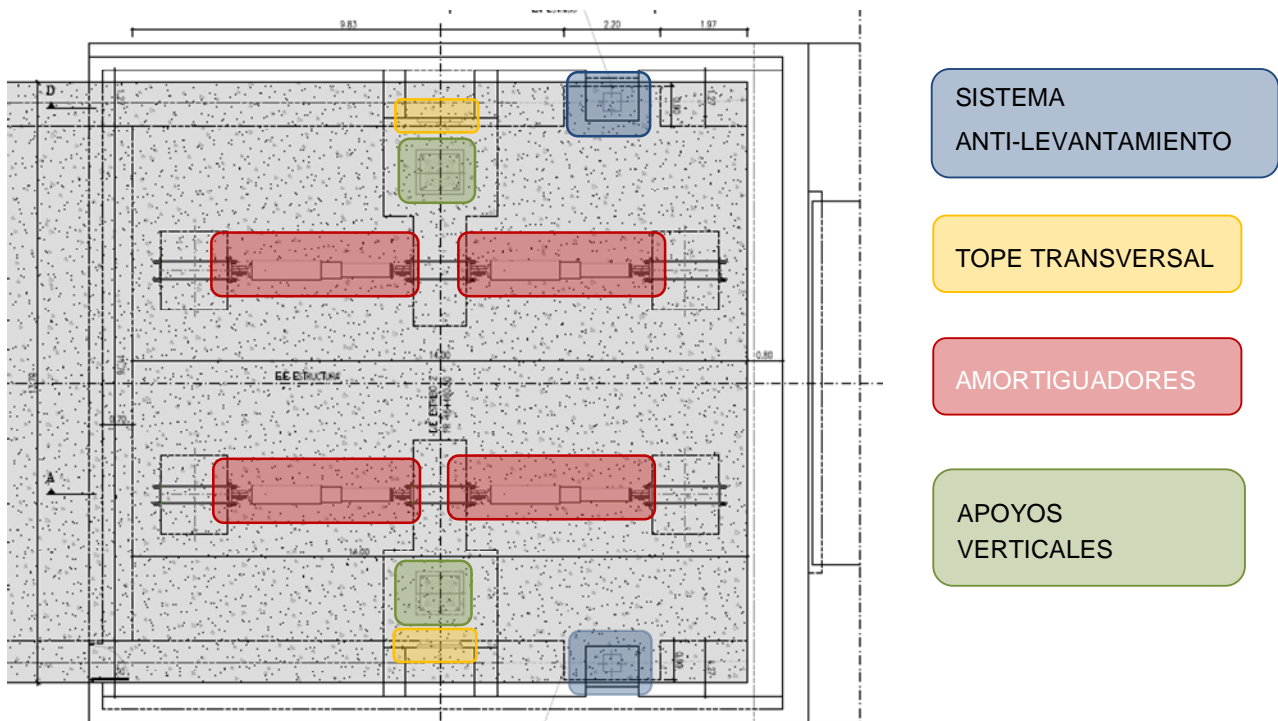


Figura 8. Planta condiciones de apoyo de tablero en estribo 2

3.5. Tirantes de construcción

Para proporcionar a la estructura de la resistencia necesaria la fase de construcción en voladizo, se han previsto unos tirantes provisionales que anclan el tablero a la base de los pilonos. Debido a la dimensión del voladizo y la elevada sismicidad de la zona, el sismo de construcción da lugar a unas sollicitaciones muy importantes en la base de los pilonos, que tienen de ser resistidas elásticamente por estas, sin ningún tipo de factor de reducción. Para que estas sollicitaciones no condicionen el diseño de las cimentaciones, se han previsto 4 tirantes por pilono, cruzados en el espacio, que se instalarán en el momento en que el voladizo del tablero alcanza una longitud de aproximadamente 80 m, y se retiran tras el cierre del tablero.

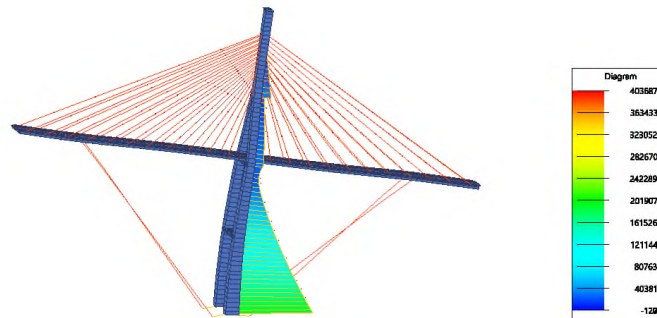


Figura 9. Momento flector en Pilon 3 – sismo de construcción

3.6. Amortiguadores

Los amortiguadores viscosos se caracterizan por los siguientes parámetros, que deben ser definidos en diseño y certificado por el proveedor:

C – constante de amortiguamiento. Define el tamaño del diagrama histerético y consecuentemente la cantidad de energía disipada, o sea, la fuerza que es capaz de transmitir. Sus unidades son [kN/(m/s) $^\alpha$].

α – coeficiente exponente de la velocidad. Caracteriza el comportamiento no-lineal del amortiguador: para $\alpha=1$ el comportamiento es lineal, y va incrementando su no-linealidad a medida que α tiende a 0. Normalmente se optan por valores de α pequeños (e.g. <0.2) que garantizan una disipación de energía aproximadamente constante al largo del evento sísmico.

La fuerza transmitida por el amortiguador depende de estos dos parámetros, y de la velocidad máxima que ocurre en el evento sísmico: $F = Cv^\alpha$.

El valor de $v=1.0\text{m/s}$ se denomina el valor crítico de velocidad: para valores inferiores a 1.0m/s la fuerza transmitida es menor que C , y valores superiores a 1.0m/s la fuerza es superior a C .

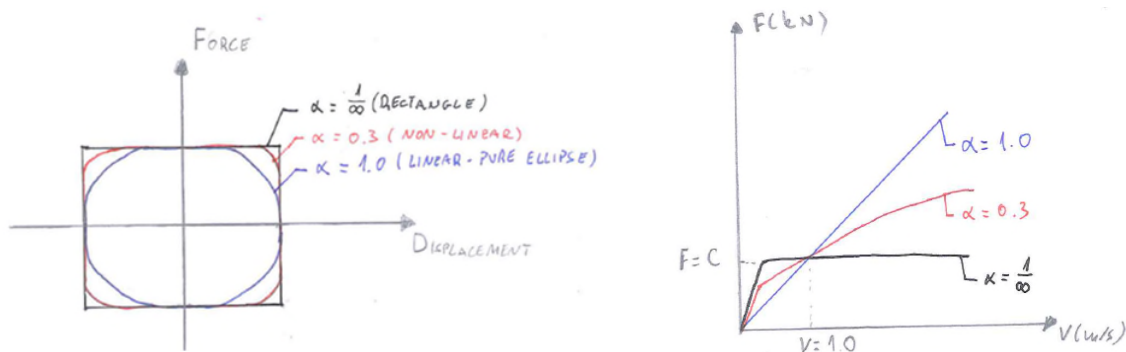


Figura 10. Diagrama histerético Fuerza/Desplazamiento y diagrama de Fuerza/velocidad

En el puente de Hisgaura se han utilizado 4 amortiguadores con capacidad de transmitir una fuerza máxima de 2 500 kN cada uno ($\alpha=0,1$ y $C=2\,500\text{ kN}/(\text{m/s})^\alpha$)

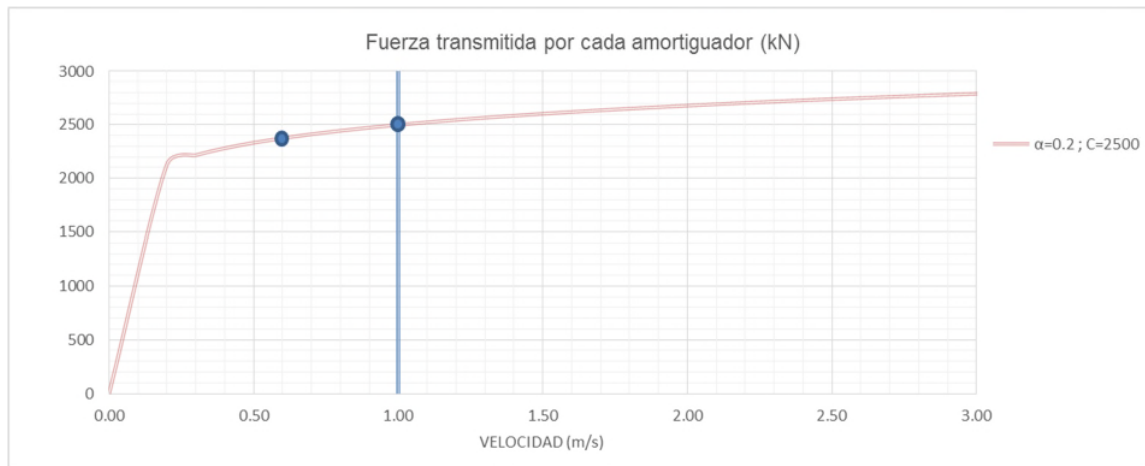


Figura 11. Diagrama Fuerza/velocidad amortiguadores Hisgaura.

Con base en los resultados del análisis de integración en el tiempo, se ha comprobado que la velocidad en el amortiguador es siempre inferior a la unidad, en nuestro caso ha resultado ser su valor máximo de 0.6 m/s, y consecuentemente se ha diseñado el estribo considerando como fuerza máxima a transmitir $4 \times 2\,500 = 10\,000\text{ kN}$.

4. Construcción

El puente se encuentra presentemente en construcción. Seguidamente se muestran una foto del proceso de construcción de las torres del puente.



Figura 12. Arranque ejecución Pila 1 con Pilono

Agradecimientos

Los autores del artículo quieren expresar su agradecimiento al Fondo de Adaptación, organismo encargado de la Dirección del contrato de Construcción del puente de Hisgaura, así como a todas las personas y empresas implicadas en el diseño y construcción del Puente Atirantado de Hisgaura.

Referencias

- [1] American Association of State Highway and Transportation Officials, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd edition, Washington D.C., 2012.
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials, Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 4th Edition, Washington D.C., 2014.
- [3] European Committee for Standardization, EUROCODE 8: Design of structures for Earthquake resistance – Part 2: Bridges. EN 1998-1:2005/AC:2009/AC:2010, Brussels, 2010.
- [4] P. Minshan, Z. Xigang, Z. Bin, H. Bin, L. Changpeng, Study on longitudinal wind load calculation method of cables for cable-stayed bridge, Engineering Sciences, 2009.
- [5] G. Valdebenito Montenegro, Passive Seismic Protection of Cable-Stayed Bridges Applying Fluid Viscous Dampers under Strong Motion, Barcelona, 2009.