

EVALUACIÓN DE SISTEMAS PASIVOS DE CONTROL DE VIBRACIONES EN LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE

Germán Nanclares, Daniel Ambrosini y Oscar Curadelli

*Grupo de Dinámica Experimental, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo,
Mendoza, Argentina. dambrosini@uncu.edu.ar*

http://fing.uncu.edu.ar/Investigacion/institutos/imeris/areas/dinamica_experimental/

CONICET, Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, Argentina.

<http://www.conicet.gov.ar/>

Palabras Clave: Puentes, Hormigón Armado, Sistemas Pasivos, Control de Vibraciones.

Resumen. Los puentes carreteros cumplen un rol fundamental en la red de transporte y en la actividad diaria de un núcleo poblado, resulta crucial que frente a un evento de origen sísmico se conserven inalteradas sus condiciones operativas de forma que se eviten las pérdidas de vida humana, como así también se minimicen las consecuencias económicas que implica la interrupción del tránsito. En este contexto, se estudian distintas estrategias de control de vibraciones mediante sistemas pasivos tradicionales de control de vibraciones o mediante el refuerzo global de la estructura. El presente trabajo analiza un puente con vigas de hormigón postesado existente en la provincia de Mendoza, de tipología estructural muy común en la región, sobre el cual se realiza un modelo numérico que se calibra a partir de una serie de mediciones experimentales sobre el mismo. Éste es sometido a distintos registros de aceleraciones de terremotos conocidos, a partir de los cuales se obtienen parámetros de respuesta de la estructura que permiten evaluar la eficiencia de los métodos propuestos. Se evalúan los beneficios y perjuicios de cada sistema de control incorporado.

1 INTRODUCCIÓN

Los puentes carreteros cumplen un rol fundamental en la red de transporte y en la actividad diaria de un núcleo poblado, resulta crucial que frente a un evento de origen sísmico se conserven inalteradas sus condiciones operativas de forma que se eviten las pérdidas de vida humana, como así también se minimicen las devastadoras consecuencias económicas que implica la interrupción del tránsito, en este aspecto existen numerosos antecedentes de terremotos que han generado extenso daño en puentes de hormigón armado (Elnashai 1996), (Maddaloni et al. 2016). Con el objeto de limitar las deformaciones y solicitaciones que se producen en la estructura de los puentes, que a su vez resultan en excesivo daño en los elementos estructurales (Agrawal et al. 2009), desde la década de 1970 se han empleado sistemas pasivos de control de manera muy difundida en estructuras sometidas a fuerzas sísmicas (Ruangrassamee & Kawashima 2003). El desarrollo de dispositivos y técnicas de control de vibraciones ha crecido a un ritmo acelerado, siendo de principal interés aquellos sistemas que requieren energía externa para su funcionamiento (sistemas activos y semi-activos). Asimismo, los sistemas pasivos constituyen una alternativa atractiva inherente a la reparación y protección de estructuras existentes, promovida por su bajo costo de instalación y mantenimiento (Buckle 2000). Frente a este panorama, se analiza un puente de hormigón armado existente, de tipología estructural común en la región y se evalúa la respuesta dinámica del mismo al incorporar cuatro alternativas de sistemas pasivos de control de vibraciones: (1) Rigidización global de la estructura, (2) Amortiguador de masa sintonizada, (3) Amortiguador de fluido viscoso y (4) Disipador metálico; dichos resultados son comparados con la respuesta original del puente (sin controlar) permitiendo evaluar la eficiencia de los sistemas propuestos.

El objetivo del trabajo consiste en encontrar las ventajas y desventajas que presenta cada opción, comparando tanto los desplazamientos máximos como las solicitaciones principales que se producen en la estructura cuando ésta se somete a la acción de movimientos sísmicos. Para ello se desarrolla un modelo de elementos finitos del puente, al que se le incorporan los sistemas pasivos de control de vibraciones enumerados anteriormente. Dicho modelo se calibra a partir de una serie de mediciones experimentales de aceleraciones generadas por las cargas del tránsito.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura considerada en el estudio pertenece a un puente existente en el paso a distinto nivel de la Ruta Provincia 10 (RP10) sobre la traza de la Ruta Nacional 40 (RN40), en la provincia de Mendoza, Figura 1. Dicho puente tiene una longitud total de 59,50m dividida en dos tramos iguales de 29,25m independientes entre sí, y apoyados sobre un pórtico intermedio comprendido por una viga cabezal y tres columnas de sección circular de 0,80m de diámetro. El esqueleto resistente consiste, fundamentalmente, en 6 vigas longitudinales de hormigón postesado, separadas 2,30m entre sí, de sección transversal "I". El tablero horizontal está constituido por losas pre moldeadas de hormigón armado de 4,65m x 3,11m x 0,17m dispuestas longitudinalmente, conectadas a las vigas principales mediante conectores de corte de acero, en Figura 2 y Figura 3 se muestra una descripción de la geometría descrita anteriormente. Debido a la particularidad geométrica que manifiesta el puente en planta, cuyos bordes constituyen un paralelogramo, en cada extremo se materializa una losa de continuidad de hormigón armado colado in situ, y de esta manera se logra regularizar la superficie que será cubierta por las placas pre moldeadas.



Figura 1: Imagen del puente existente sobre el paso a distinto nivel de RP10 sobre RN40.

La estructura es íntegramente de hormigón de resistencia característica H21 ($f_c=21\text{MPa}$) con excepción de las vigas longitudinales principales que están constituidas por hormigón de H30 de resistencia característica ($f_c=30\text{MPa}$). Los extremos de las vigas principales se apoyan en los estribos por medio de placas de neopreno.

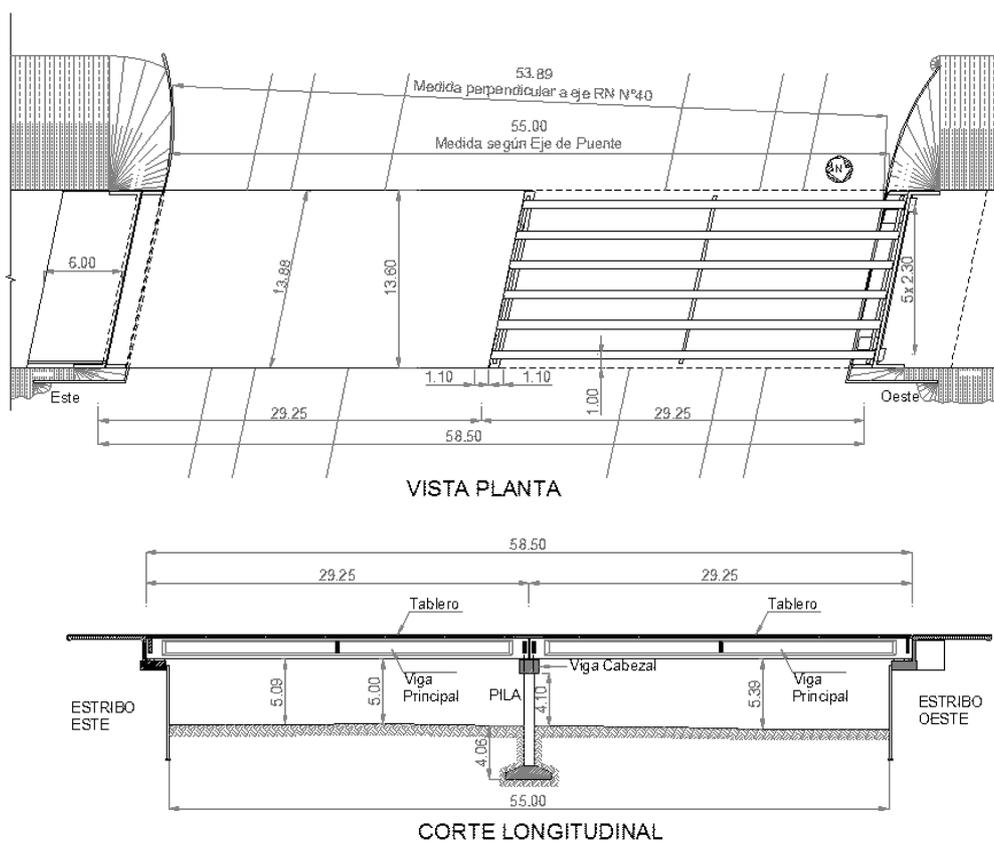


Figura 2: Vista en Planta y Corte Longitudinal del puente en estudio.

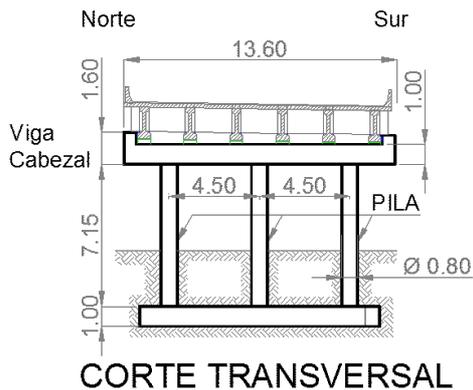


Figura 3: Descripción geométrica del puente. Corte transversal.

3 MEDICIONES EXPERIMENTALES.

En los puntos de control identificados en el esquema mostrado en la [Figura 4](#) se registran las aceleraciones verticales y horizontales que experimenta el puente estudiado bajo la acción de cargas originadas por el tránsito. Para tal efecto se emplean acelerómetros *PCB Piezotronics* como se detalla en la [Tabla 1](#). Cada ensayo tiene una duración de 100 segundos, en total se realizaron 7 ensayos en cada uno de los tramos señalados.

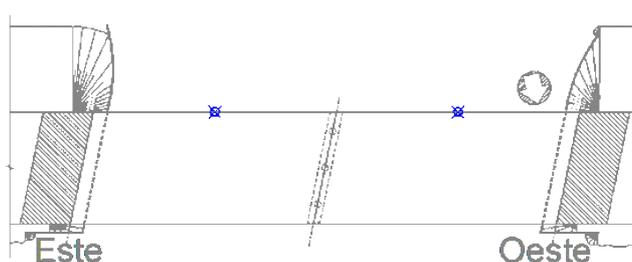


Figura 4. Disposición de puntos de control para realizar mediciones experimentales.

Ensayo	Canal	Medición	Instrumento	Precisión
E0 – E7 (Tramo Este)	C0	Horizontal	Piezoeléctrico	10 V/g
	C1	Horizontal (Auxiliar)	Capacitivo	700mV/g
	C2	Vertical	Piezoeléctrico	1 V/g
E8 – E14 (Tramo Oeste)	C0	Horizontal	Piezoeléctrico	10 V/g
	C1	Vertical	Piezoeléctrico	10 V/g
	C2	Vertical (Auxiliar)	Piezoeléctrico	1 V/g

Tabla 1: Características de los acelerómetros utilizados en la medición experimental.

Los valores medidos, tanto de aceleración vertical como de aceleración horizontal, son evaluados a través de la transformada discreta de Fourier de donde se identifican las frecuencias predominantes en cada registro, en la [Figura 5](#) y [Figura 6](#) se muestra el resultado del ensayo número 1 del tramo Este y del ensayo número 8, correspondiente al tramo Oeste. El resumen de los ensayos se encuentra sintetizado en la [Tabla 2](#), en ella se ha indicado para cada medición

realizada la máxima aceleración medida y las frecuencias sobresalientes de la transformada de Fourier.

N°	Aceleraciones Verticales						Aceleraciones Horizontales					
	Máx. 10 ⁻³ g	Frec. Ppal Hz.	Frecuencias Secundarias Hz.				Máx. 10 ⁻³ g	Frec. Ppal Hz.	Frecuencias Secundarias Hz.			
E0	14,47	5,78	4,32	5,03	9,08	3,83	5,22	12,96	8,55	5,78	5,03	3,9
E1	27,22	4,3	5,75	5,36	3,78		5,43	5,75	12,97	3,98	5,02	3,54
E2	16,37	5,74	4,08	8,94			4,83	5,67	12,95	3,87	2,57	
E3	22,87	5,27	4,92	4,05	5,75	2,66	4,57	12,97	5,75	4,9	3,92	2,82
E4	35,04	5,6	4,44	4,03	8,78	12,26	11,8	5,61	8,78	12,26	3,89	
E5	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
E6	31,1	5,51	4,08	8,48			6,78	5,66	8,48	3,84	9,99	3,32
E7	6,24	5,74	5,53	4,17	8,72		4,56	12,96	8,72	5,74	3,49	
E8	19,66	5,48	4,38	3,78	7,81		5,45	8,43	5,48	3,78	3,22	
E9	26,6	5,42	4,33	3,86	8,27		7,91	14,43	8,38	5,5	3,54	3,86
E10	21,77	5,39	7,98	3,71	11,74		6,78	8,59	14,11	11,79	6	
E11	20,67	5,02	3,86	4,34	5,62		6,05	8,26	3,8	4,76	7,72	
E12	16,63	3,83	5,28	4,26			5,24	14,46	3,67	3,83	11,35	3,34
E13	20,09	4,35	5,46	3,85	3,61		8,89	8,32	11,76	5,46	3,48	
E14	27,6	3,78	4,18	5,25	8,13		2,96	3,78	4,18	5,15	8,13	

Tabla 2: Resumen de los resultados de los ensayos.

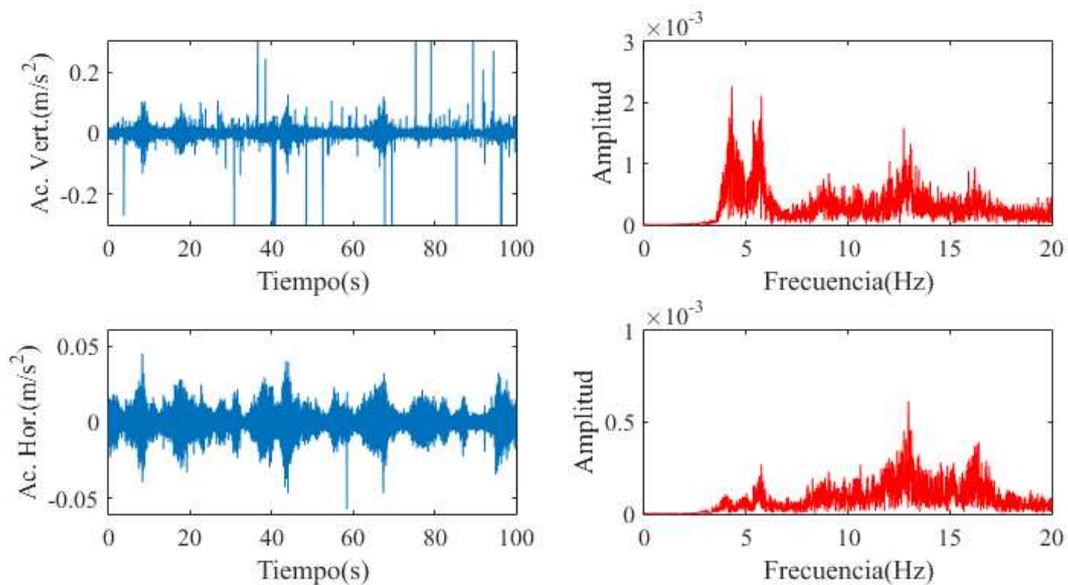


Figura 5: Resultados del ensayo 1 del tramo Este. Aceleración vertical (arriba, izquierda). Aceleración horizontal (abajo, izquierda). Transformada de Fourier del registro de aceleraciones verticales (arriba, derecha). Transformada de Fourier del registro de aceleraciones horizontales (abajo, derecha).

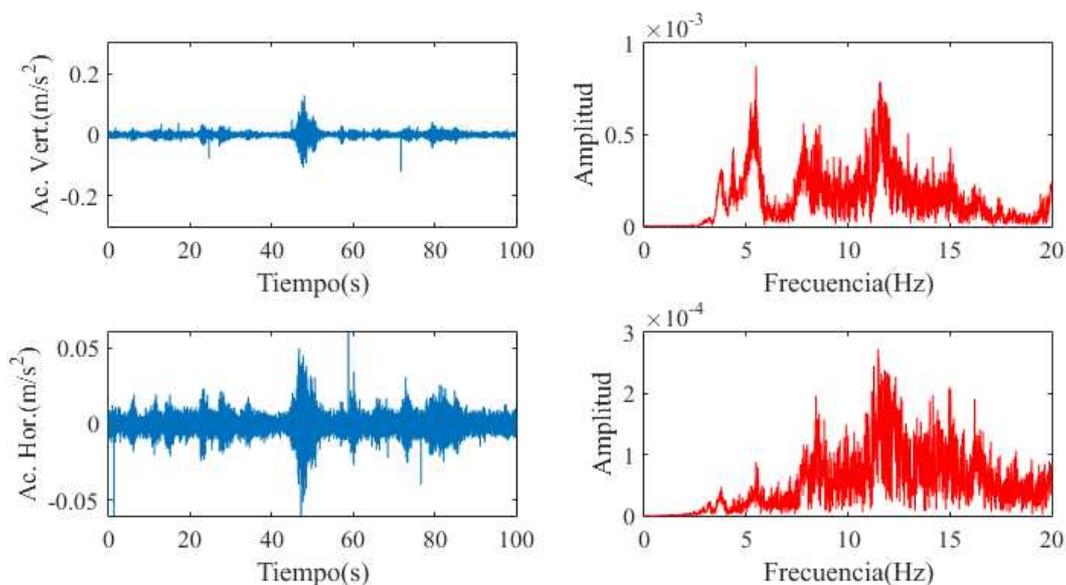


Figura 6: Resultados del ensayo 8 del tramo Oeste. Aceleración vertical (arriba, izquierda). Aceleración horizontal (abajo, izquierda). Transformada de Fourier del registro de aceleraciones verticales (arriba, derecha). Transformada de Fourier del registro de aceleraciones horizontales (abajo, derecha).

De las frecuencias obtenidas en la medición experimental se identifican (Tabla 2) con un fondo rayado a aquellas que se repiten en la mayoría de los registros. Se asume que éstas corresponden a las frecuencias naturales de vibración. Además, se agrupan según la similitud de las magnitudes de cada una, con este concepto se identifican las frecuencias naturales que corresponden a los primeros tres modos de vibrar, ordenadas en forma ascendente. El primer modo, con fondo rayado a -45° , tiene un valor promedio de 3.68 Hz, y se encuentra tanto en las mediciones horizontales como en las verticales, razón por la cual es adecuado suponer que el primer modo de vibración es una traslación horizontal acoplada con torsión a lo largo del eje longitudinal del puente. El segundo modo, con fondo de rayas horizontales, sólo se visualiza en las aceleraciones verticales, el promedio es de 4.24 Hz. La tercera frecuencia, con fondo rayado a 45° , presenta un promedio de 5.47 Hz y representa un modo torsional puro ya que fueron captadas en las dos direcciones en que se realizaron las mediciones.

4 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

4.1 Modelo numérico

La evaluación de la respuesta estructural se realiza mediante un modelo de elementos finitos desarrollado en ANSYS Workbenck se supone un comportamiento elástico y lineal de la superestructura.

Todos los elementos estructurales son incorporados como elementos de barra (Elemento BEAM188) exceptuando el tablero que se modela como un elemento de superficie (SHELL181). La naturaleza de los apoyos es considerada mediante resortes lineales (para apoyos verticales de neopreno) y por medio de resortes lineales rotacionales (para tomar en consideración la rigidez de la fundación y de los apoyos de las VLP). Las vigas longitudinales principales (VLP) son vigas simplemente apoyadas en el pórtico central. Asimismo, las columnas del pórtico central tienen restricción completa de desplazarse en todas las direcciones, mientras que el giro se encuentra parcialmente restringido a través de los resortes rotacionales

descritos anteriormente. Con el objetivo de incorporar al modelo la diferencia de altura existente entre los distintos planos que conforman los elementos estructurales, se incorporan elementos rígidos (indeformables) que actúan transmitiendo los esfuerzos entre los mencionados planos.

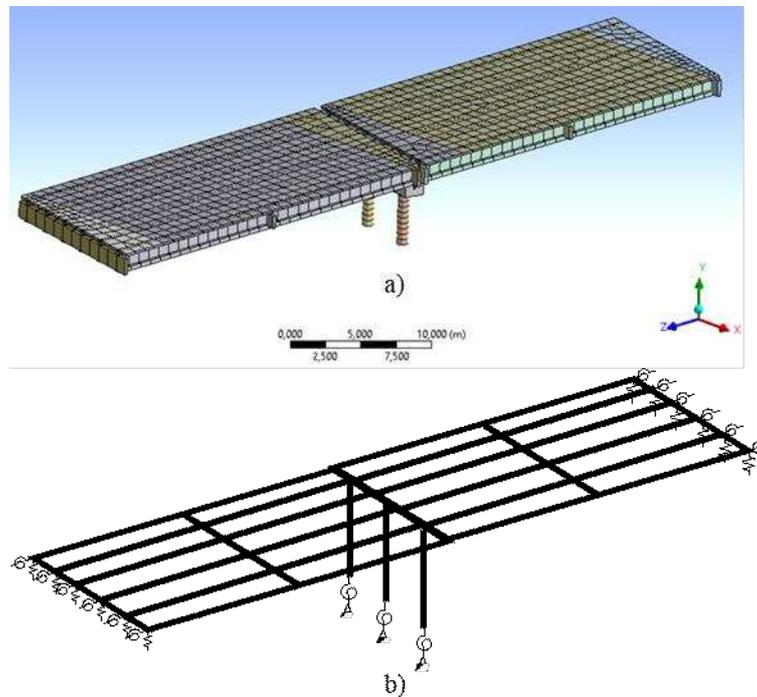


Figura 7: a) Vista isométrica del mallado del modelo de elementos finitos desarrollado. b) Representación esquemática de las condiciones de vínculo.

Se agrega una masa adicional, distribuida superficialmente sobre el tablero, equivalente a la masa de la carpeta asfáltica de 5cm de espesor existente sobre la losa, siendo la densidad de ésta $\rho=2100\text{kg/m}^2$, resulta una masa adicional de 105kg/m^2 . El modelo descrito puede ser visualizado en la [Figura 7](#).

4.2 Consideración del amortiguamiento

Se asume un amortiguamiento proporcional a la matriz de masas y a la matriz de rigidez del 5% respecto del amortiguamiento crítico ([Clough & Penzien 1995](#)) para los dos primeros modos de vibrar

4.3 Acciones sobre la estructura

Se consideran las fuerzas verticales, producto de la aceleración de la gravedad tanto del peso propio de los elementos modelados como las masas adicionales que se corresponden con aquellos componentes no estructurales del puente que se han omitido en la modelación.

Registro	Año	Estación	Máx. Aceleración Terreno [m/s ²]	Duración del Registro [seg.]	Δt [seg.]	Cantidad de Puntos
Kobe	1995	KJMA	8,06	26	0,02	1300
Mendoza	1985	-	4,57	18,72	0,015	1248

Tabla 3: Características principales de los registros sísmicos elegidos en la modelación.

Se incorporan como acciones horizontales las aceleraciones de eventos sísmicos conocidos, éstos se corresponden con los eventos sísmicos del terremoto de Kobe, Japón (1995), estación KJMA; y el de Mendoza, Argentina (1985), [Figura 8](#). Las características principales de los registros se resumen en la [Tabla 3](#). La selección se encuentra justificada por ser registros de “falla cercana” con características impulsivas, cuyos espectros de respuesta elástica y su contenido de frecuencias son de interés para el puente analizado ([Figura 9](#)). Dichos sismos se consideran actuantes en dirección transversal del puente, es decir en dirección ‘x’ según el sistema de coordenadas global que indica la [Figura 7](#).

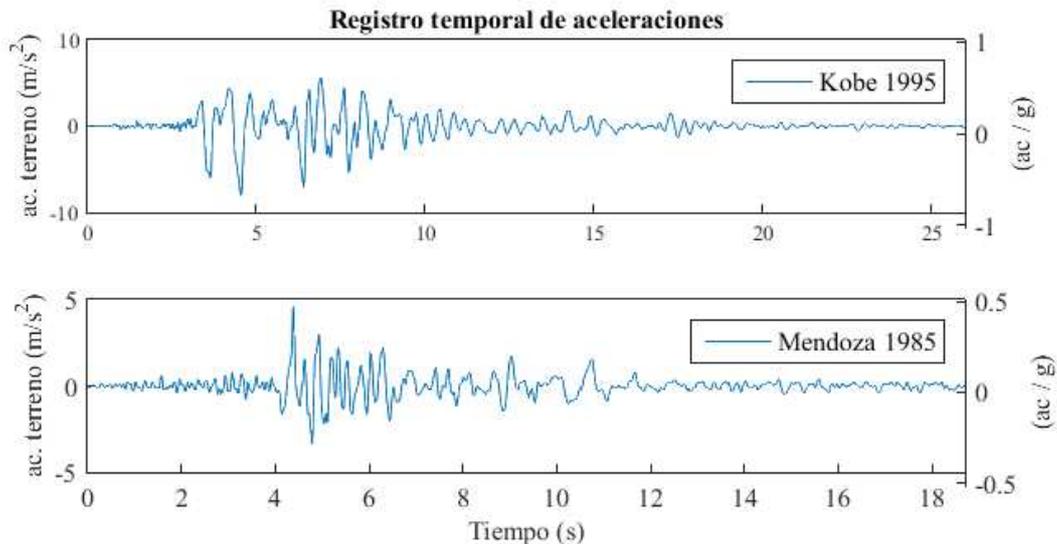


Figura 8: Registros sísmicos incorporados al modelo numérico.

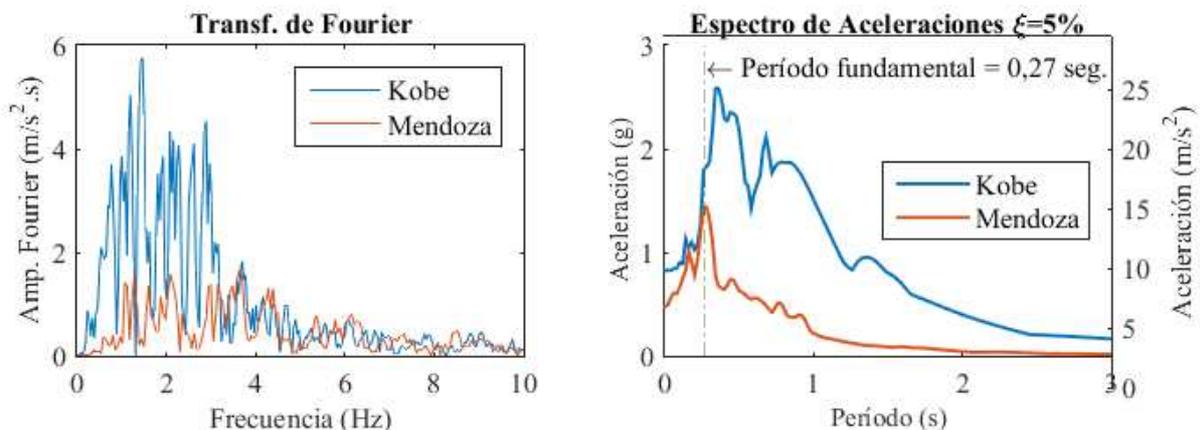


Figura 9: Transformada de Fourier (izquierda) y Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (derecha) de los registros de aceleraciones seleccionados.

4.4 Calibración del modelo.

Modo	Frec. (Hz)	Periodo (seg)	Forma Modal
1	3,681	0,272	<i>Horizontal (Traslacional x)</i>
2	4,221	0,237	<i>Flexional I (Vigas)</i>
3	4,257	0,235	<i>Flexional II (Vigas)</i>
4	5,452	0,183	<i>Torsional alrededor del eje longitudinal</i>
5	5,669	0,176	<i>Traslacional (x)-Torsional (z)</i>

Tabla 4: Resultados del análisis modal con el MEF.

Al ajustar los valores de la rigidez flexional de los resortes modelados en la base de las columnas, en los extremos de las VLP y la rigidez axial de los apoyos elásticos en los extremos de las vigas principales, se obtienen mediante un análisis modal los modos de vibrar y sus valores de frecuencia asociados, [Tabla 4](#).

5 RESPUESTA ESTRUCTURAL

La respuesta del modelo al análisis dinámico realizado con el modelo de elementos finitos ([Figura 10](#)) se evalúa a través los desplazamientos horizontales (u_x) que experimenta la viga cabezal que vincula los extremos superiores de las tres columnas, a la vez que sirven de apoyo para las vigas principales longitudinales de cada uno de los tramos. Por otra parte, se analiza la aceleración horizontal (a_x) de esta viga, el corte horizontal (V) en la cabeza de la columna del lado sur y la reacción horizontal (R_h) y vertical (R_v) del apoyo de dicha columna. La [Tabla 5](#) reúne los valores máximos registrados en cada parámetro de control de la respuesta dinámica.

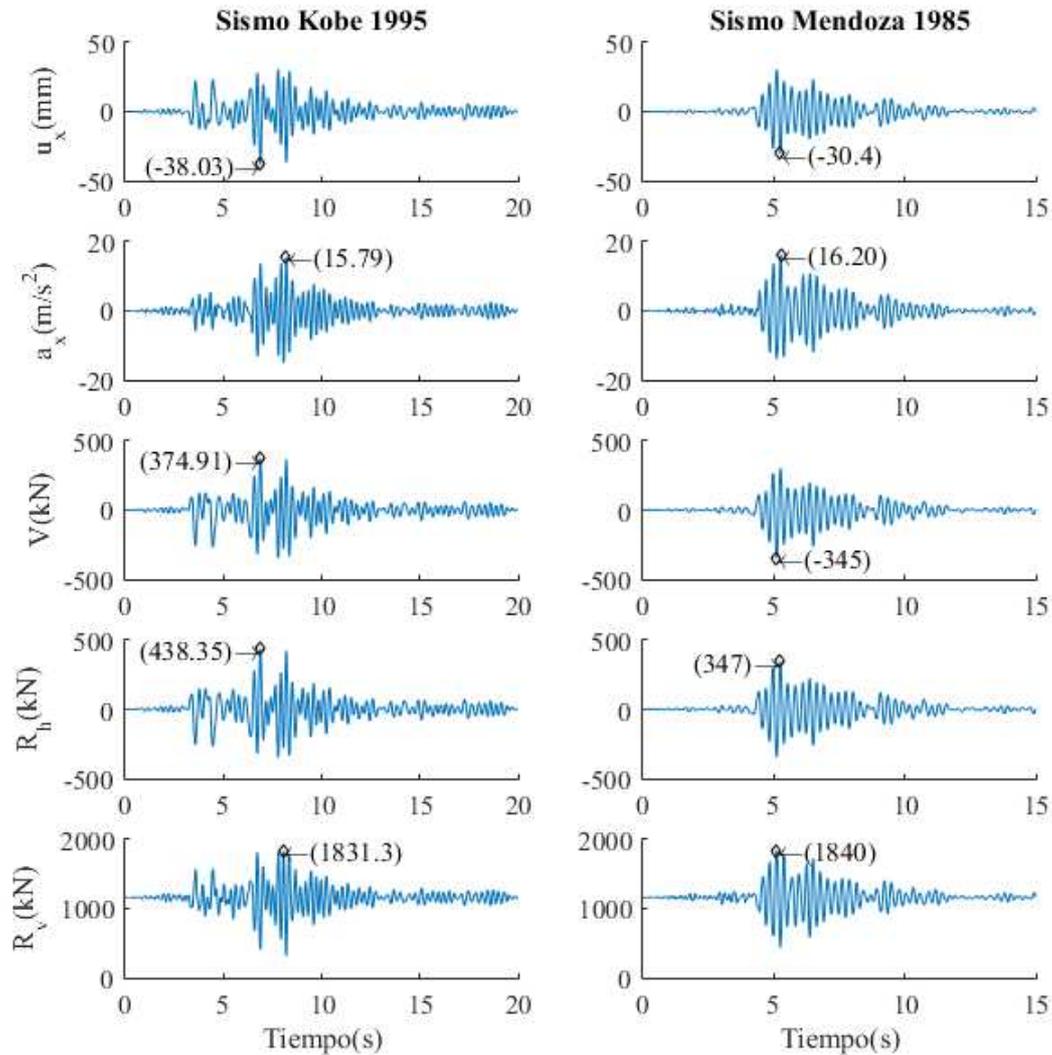


Figura 10: Resultados de la respuesta dinámica del puente sin controlar.

		u_x (mm)	a_x (m/s^2)	V (kN)	R_h (kN)	R_v (kN)
Kobe	máx.	30.53	15.79	374.9	438.4	1831.3
	min.	-38.03	-15.05	-347.5	-345.7	307.5
Mendoza	máx.	30.30	16.20	302.0	347.0	1840.0
	min.	-30.40	-13.92	-345.0	-344.1	436.2

Tabla 5: Valores máximos positivos y negativos de la respuesta estructural.

6 ESTRATEGIAS DE CONTROL DE VIBRACIONES

6.1 Rigidización global de la estructura

En primer lugar se estudia como sistema de control de las vibraciones estructurales el refuerzo de la estructura principal mediante arriostramientos transversales que incrementen la rigidez lateral. La disposición de estos elementos es tal como se indica en la [Figura 11](#). Con la

configuración indicada, se obtienen dos elementos diagonales de 4,95m de longitud, cuyos extremos se asumen articulados, es decir con libertad de rotar en sus puntos de apoyo. Como contrapartida de la reducción de desplazamientos horizontales del pórtico rigidizado, se generan fuerzas axiales de las diagonales que involucrarán aumentos de la reacción (tanto horizontal como vertical) a nivel de la fundación.

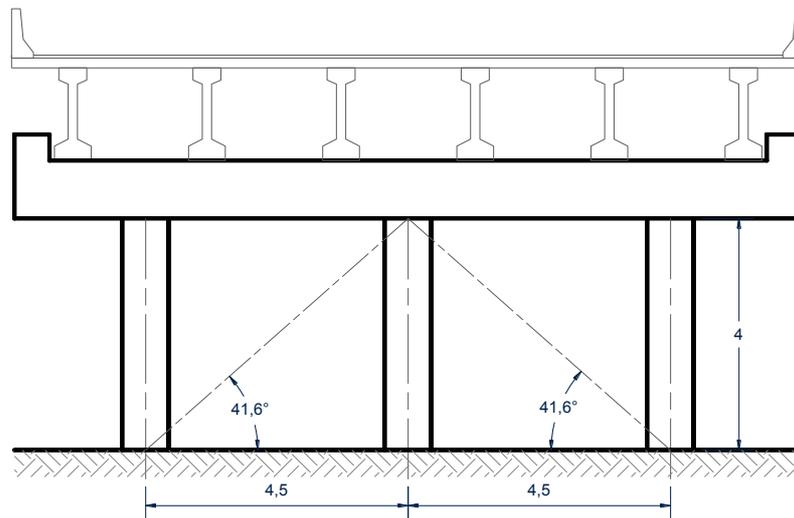


Figura 11: Esquema de disposición de diagonales metálicas de rigidización.

En el modelo a partir del cual se ha evaluado la respuesta estructural (cuyos resultados fueron presentados en la sección 5) se incorporan, acorde al esquema de la Figura 11, las diagonales de rigidización como elementos de barra (BEAM188). Se adopta una sección transversal tubular, analizando una variedad de dimensiones de diámetro (ϕ_{ext}) y espesor (t) del mismo. Los máximos desplazamientos horizontales del punto de control, reacción del apoyo de la columna y corte horizontal en la columna son comparados para cada sección en función de la rigidez axial del elemento agregado, Figura 12. En la figura se ha agregado en línea de trazos los valores de cada parámetro correspondientes a la respuesta original del puente sin rigidizar.

En el gráfico superior derecho de la Figura 12 se repite la variación del desplazamiento horizontal máximo asociado a la rigidez axial de las diagonales en una escala adecuada que permita establecer un criterio de selección. Se advierte una importante reducción del desplazamiento máximo para todas las diagonales evaluadas, la elección de una sección transversal apropiada implica la máxima reducción del parámetro de control con el menor costo posible. Con esto, queda en evidencia que el objetivo de minimizar el costo se contrapone al de disminuir las deformaciones, una solución de compromiso es adoptar un valor intermedio. De esta forma, se identifica un valor de rigidez a partir de la cual los desplazamientos máximos experimentados por la estructura disminuyen más lentamente, esta razón es un buen argumento de decisión si se considera que aumentando la sección transversal de las diagonales (y consecuentemente su costo) no se obtendrían mejoras sustanciales en la respuesta de la estructura. Por lo antedicho, la sección transversal adoptada es de $\phi = 230$ mm y espesor $t = 12.7$ mm (1/2"), con una rigidez axial de 350,3 kN/mm. La respuesta temporal del puente rigidizado se muestra en la Figura 13, donde es comparada con la respuesta del puente no rigidizado.

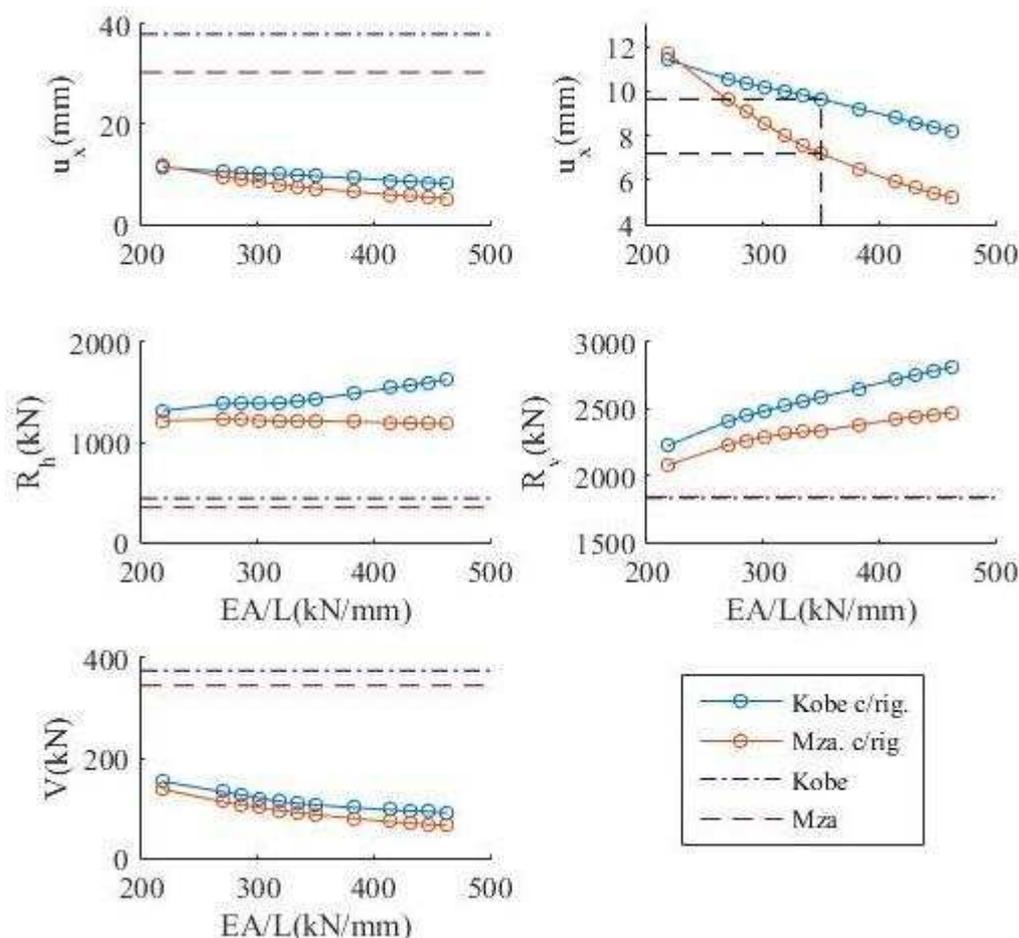


Figura 12: Variación de máximos valores experimentados en el puente en función de la rigidez axial de las diagonales. Desplazamiento horizontal (arriba, izquierda). Desplazamiento horizontal, escala gráfica ampliada (arriba, derecha). Reacción horizontal de apoyo (medio, izquierda). Reacción vertical de apoyo (medio, derecha). Corte horizontal en columna Sur (abajo, izquierda).

Si bien la rigidización global de la estructura produce importantes reducciones en los desplazamientos horizontales y en el corte de las columnas, la alternativa resulta poco atractiva en virtud del significativo incremento que experimenta la reacción horizontal de los apoyos. Esta solución implicaría, además de la instalación de las diagonales, una evaluación y eventual refuerzo del sistema de fundación ya que dichas solicitaciones son mayores al triple de las que se obtuvieron en la respuesta original del puente.

Por su parte, la fuerza axial a la que se ven sometidas las diagonales de rigidización presenta la variación temporal indicada en la Figura 14, se indica en líneas discontinuas la resistencia de las riostras. En este aspecto es válido aclarar que se ha considerado como resistencia a tracción (T) a la fuerza que produce la fluencia de la sección (con un factor de reducción de resistencia de 0,90), y en cuanto a la resistencia a compresión (C) se toma la menor resistencia que surge de comparar la fluencia por compresión de la sección (con factor de reducción de 0,85) con la carga crítica de pandeo de Euler (con un factor de seguridad, FS, de 1.50), como expresa la Ecuación (1).

$$T = 0,90 F_y A_{st} \quad ; \quad C = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 * F_y * A_{st} \\ \left(\frac{\pi^2 * E * I}{l^2} \right) \\ FS \end{array} \right. \quad (1)$$

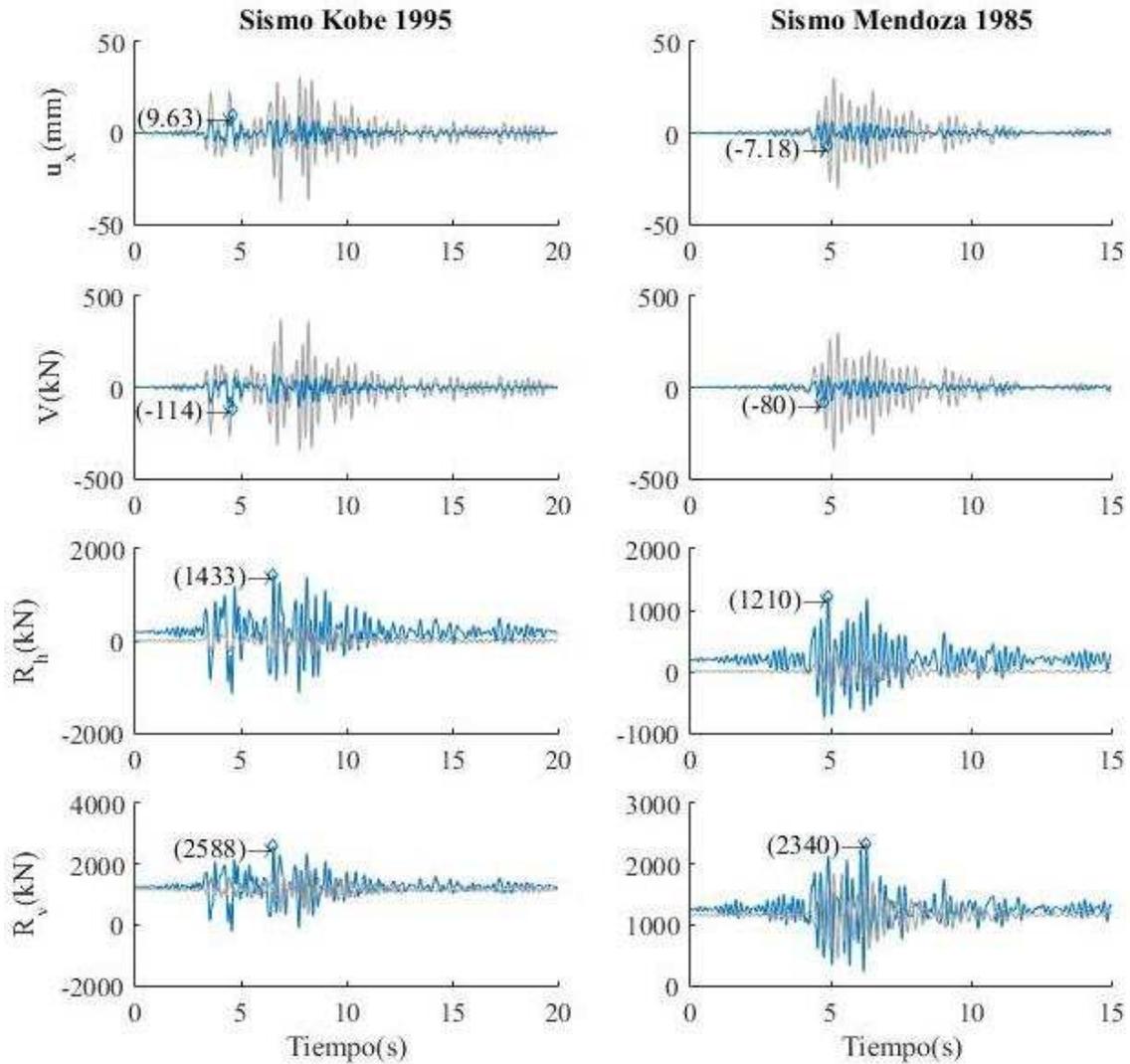


Figura 13: Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe 1995 (izquierda) y Mendoza 1985 (derecha). Estructura con rigidizadores.

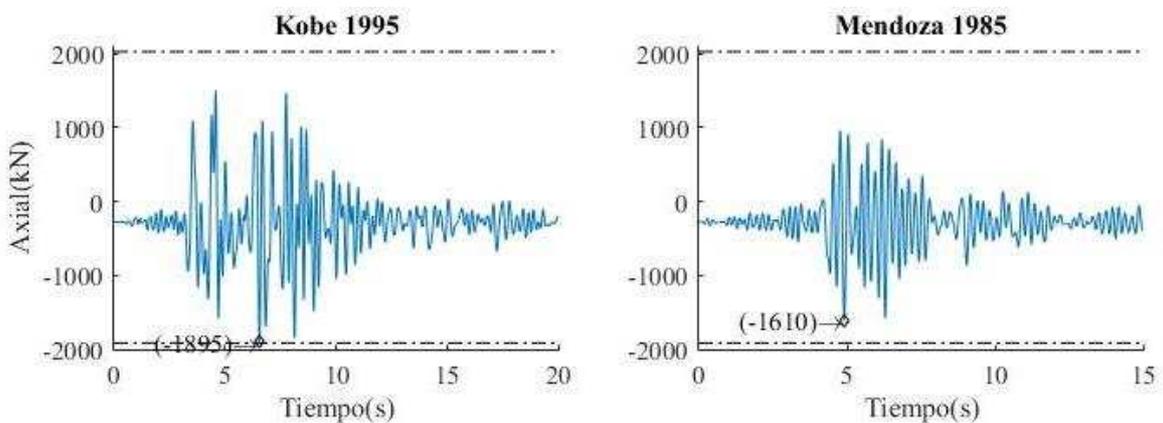


Figura 14: Variación temporal del esfuerzo axial en las diagonales de rigidización.

6.2 Amortiguador de masa sintonizada (AMS)

Esta estrategia de mitigación de vibraciones estructurales consiste en incorporar a la estructura principal un sistema auxiliar compuesto por una masa, un resorte y un amortiguador; de manera tal que se permitan los desplazamientos relativos entre la estructura principal y el sistema introducido. Así, parte de la energía de vibraciones de la estructura es transferida al AMS, reduciendo de esta forma las vibraciones que experimenta la estructura principal.

El AMS queda especificado mediante tres parámetros (Ecuación (2)) que lo definen: la frecuencia de sintonizado (ω_{AMS}), expresada mediante el factor α que indica la relación de frecuencias respecto a la del sistema estructural principal (ω). Los otros dos factores intervinientes son: relación de masas (μ) y el factor de amortiguamiento relativo del AMS (ξ).

$$\alpha = \frac{\omega_{AMS}}{\omega} ; \mu = \frac{m}{M} ; \xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2 * m * \omega_{AMS}} \quad (2)$$

A partir de estas expresiones se puede obtener la frecuencia de sintonización del amortiguador, y consecuentemente a partir de la Ecuación (3) es posible determinar la rigidez del resorte (k).

$$\omega_{AMS} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3)$$

Existen diversos criterios para determinar los parámetros óptimos del amortiguador, aquí se comparan los detallados en (Warburton 1982) para estructuras sin amortiguamiento, excitadas mediante aceleraciones provenientes de acciones sísmicas, Ecuación (4).

$$\alpha_{OPT} = \frac{\sqrt{1 - \mu/2}}{1 + \mu} ; \xi_{OPT} = \sqrt{\frac{\mu(1 - \mu/4)}{4(1 + \mu)(1 - \mu/2)}} \quad (4)$$

Adicionalmente se compara con el criterio de Den Hartog que busca minimizar los desplazamientos máximos en la estructura principal (Soong & Dargush 1997) de donde surgen las expresiones indicadas en la Ecuación (5).

$$\alpha_{OPT} = \frac{1}{1 + \mu} ; \xi_{OPT} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}} \quad (5)$$

En base a estos dos criterios se evalúan las constantes previamente definidas para una diversidad de valores de μ .

La masa que interviene en la determinación de los parámetros óptimos es la masa efectiva asociada al primer modo, $M=690475$ kg. En el modelo numérico se introduce un elemento MASS21, que es un elemento puntual de seis grados de libertad al que debe definírsele la inercia traslacional y rotacional en caso de que corresponda. El elemento de masa puntual se conecta mediante un resorte lineal (COMBIN14) a la cabeza de la columna central del pórtico de apoyo intermedio para el tablero.

Cada una de estas combinaciones arroja una respuesta que es analizada a partir del máximo desplazamiento que experimenta el punto de control constituido por el pórtico central, asimismo

se determina el valor medio cuadrático (*RMS: Root Mean Square*) de la historia de desplazamientos del mismo punto, los resultados se presentan en la [Figura 15](#). En los gráficos se expresa sobre el eje ubicado a la izquierda los valores en unidades de desplazamiento, mientras que sobre el eje de la derecha de cada figura se expresa el valor porcentual de los desplazamientos respecto al máximo desplazamiento que experimenta el puente original.

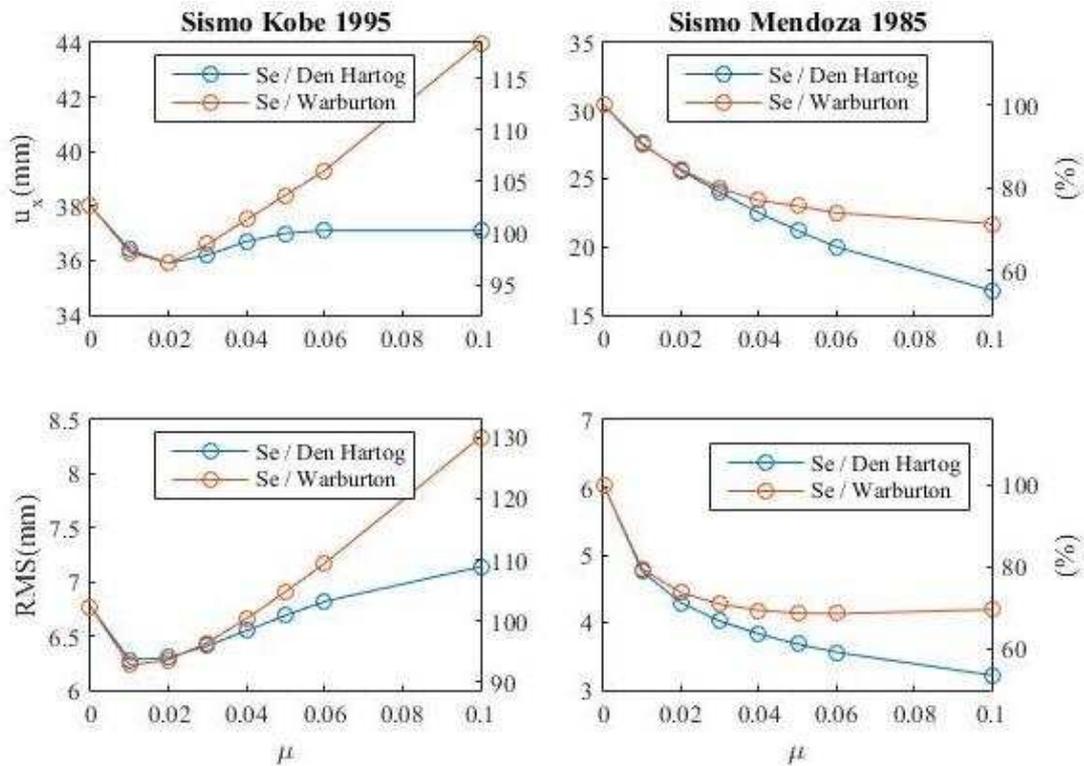


Figura 15: Variación de máximo desplazamiento horizontal (u_x) (arriba) y valor medio cuadrático (RMS) (abajo) para la respuesta dinámica frente al sismo de Kobe (izquierda) y Mendoza (derecha).

Se adopta una relación de masas μ de 0,02 ya que para la respuesta frente al registro de Kobe se obtienen los valores mínimos (tanto en desplazamientos máximos como en valores medios cuadráticos). Por su parte, cuando se considera el terremoto de Mendoza, a partir del valor indicado, los parámetros que se comparan disminuyen más lentamente. En cuanto al criterio de sintonización del AMS, se opta por el de Den Hartog. A pesar de que para la relación adoptada no representa un desempeño significativamente mejor, con este criterio se obtienen valores más bajos de rigidez del resorte y coeficiente de amortiguamiento del AMS. La respuesta del puente con el AMS determinado se presenta en la [Figura 16](#), el amortiguador presenta la historia de desplazamientos que indica la [Figura 17](#).

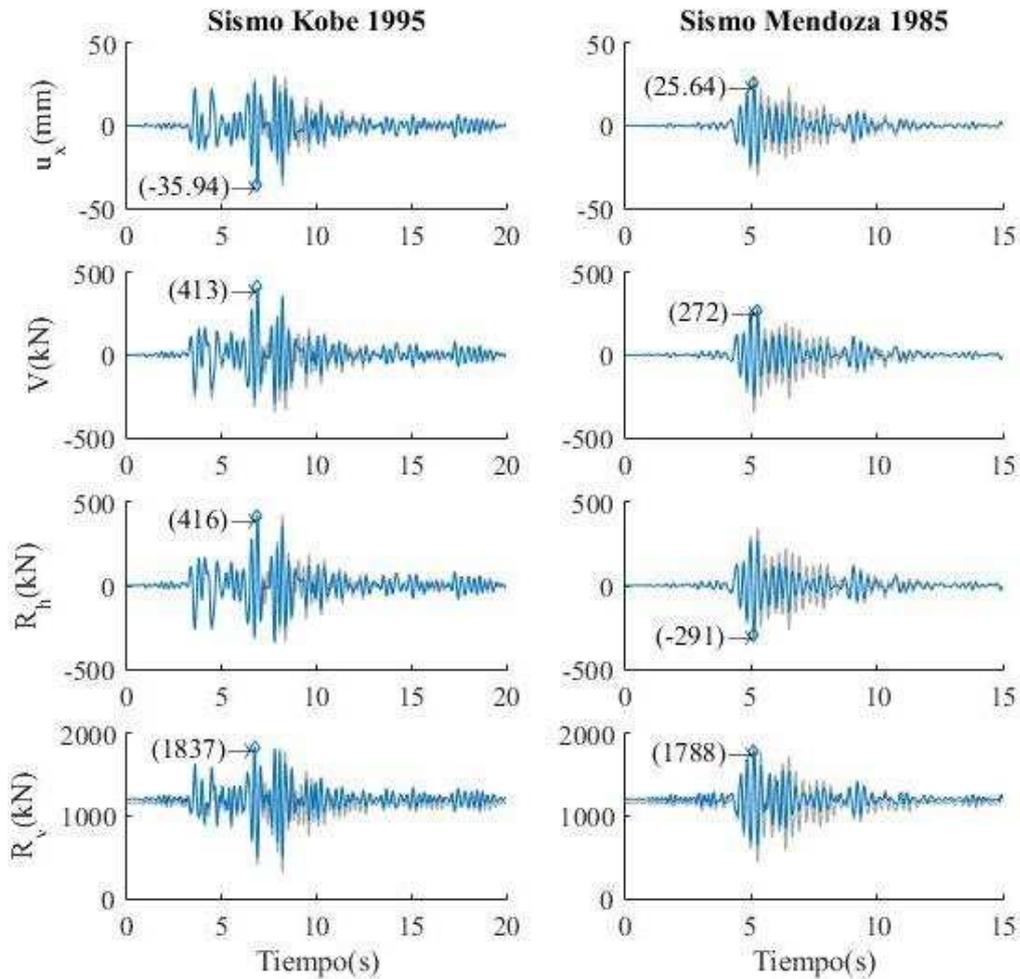


Figura 16: Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe 1995 (izquierda) y Mendoza 1985 (derecha). Estructura con AMS.

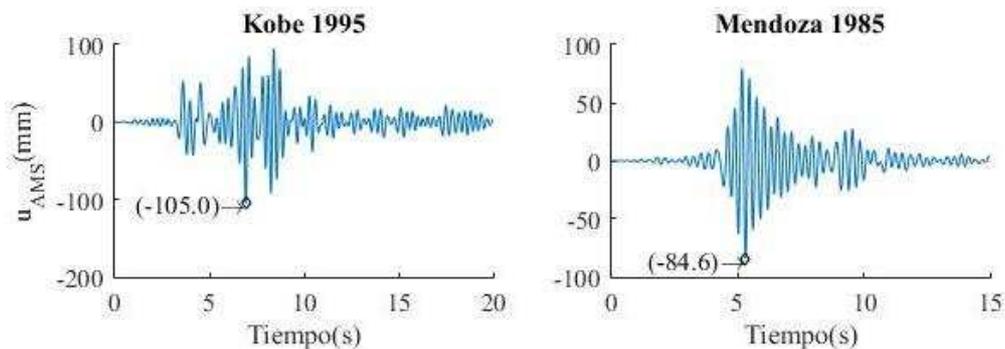
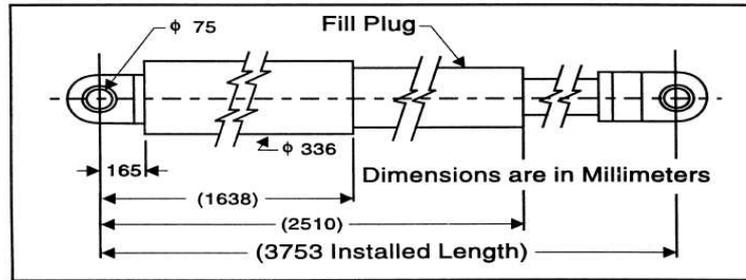


Figura 17: Historia temporal de desplazamientos del AMS.

6.3 Amortiguador de fluido viscoso

La tercera medida de control consiste en colocar dos amortiguadores lineales de fluido viscoso en una configuración idéntica a la de las diagonales de la propuesta de rigidización global, es decir, en las diagonales del pórtico que conforman las tres columnas del apoyo central del puente. En este caso, el dispositivo disipa energía mediante el paso forzado de un líquido

viscoso alojado en el pistón a través de los orificios del émbolo, como se encuentra indicado en el esquema en la **Figura 18**, extraído de (Buckle 2000). De esta manera la energía mecánica es convertida en calor que incrementa la temperatura del líquido viscoso.



Courtesy of Taylor Devices, North Tonawanda, NY

Figura 18: Esquema de amortiguador de fluido viscoso (Buckle 2000).

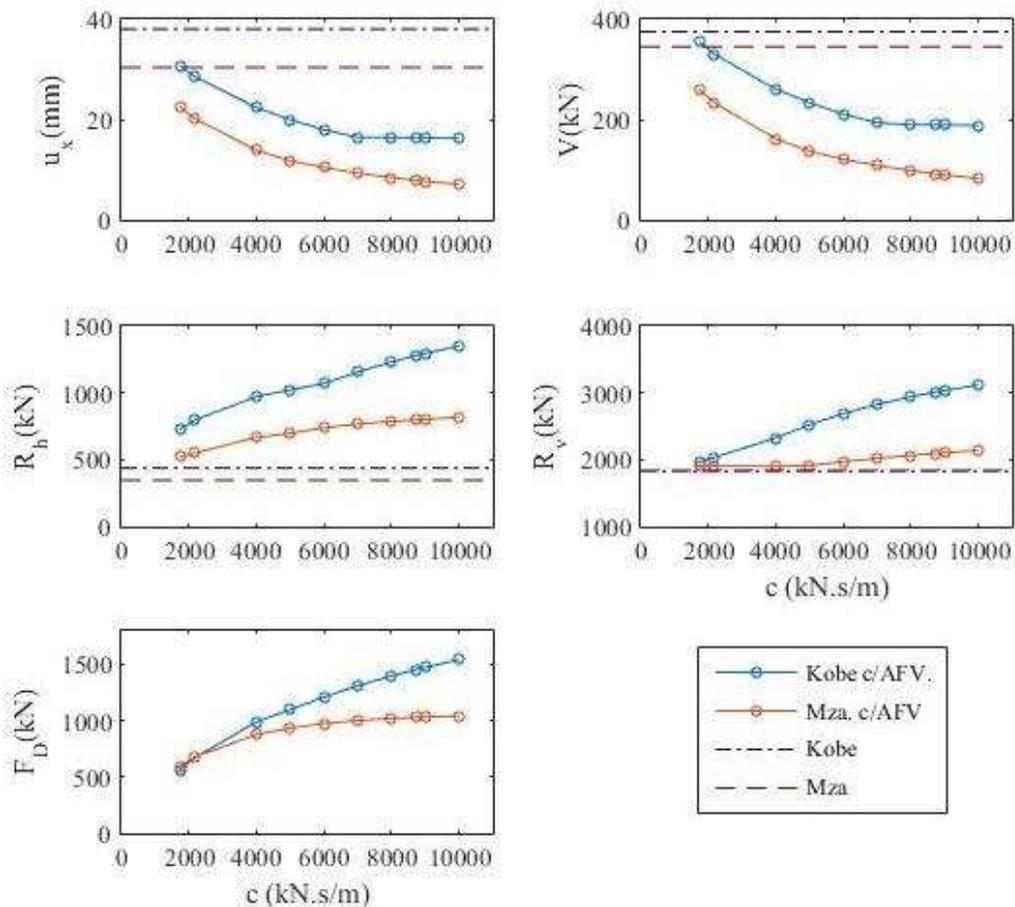


Figura 19: Variación de máximos valores experimentados en el puente en función del coeficiente de amortiguamiento (c). Desplazamiento horizontal (arriba, izquierda). Corte horizontal en columna (arriba, derecha). Reacción horizontal de apoyo (medio, izquierda). Reacción vertical de apoyo (medio, derecha). Fuerza en el dissipador (abajo, izquierda).

El modelo macroscópico simplificado que describe la Fuerza de amortiguamiento de estos dispositivos lineales es directamente proporcional a la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador, tal como se expresa en la Ecuación (6).

$$F_D = -C \frac{dx(t)}{dt} \quad (6)$$

Siendo C: Coeficiente de amortiguamiento viscoso [N.s/m].

Variando el valor del coeficiente C se comparan en la [Figura 19](#) los parámetros de control de la respuesta de la estructura.

Se busca el menor coeficiente C posible que provoque la mayor reducción en la variable de control, esto se debe a que el costo del dispositivo está directamente asociado a la resistencia del amortiguador (la máxima fuerza F_D), ([Madhekar & Jangid 2009](#)). Con este propósito, se adopta un disipador con un coeficiente de amortiguamiento de 4000 kN.s/m, ya que a partir de este valor los desplazamientos máximos y el corte en las columnas se reducen más lentamente. Con esta elección, la respuesta dinámica del puente es la que se muestra en la [Figura 20](#). El comportamiento del amortiguador para cada sismo considerado es el que se indica en la [Figura 21](#).

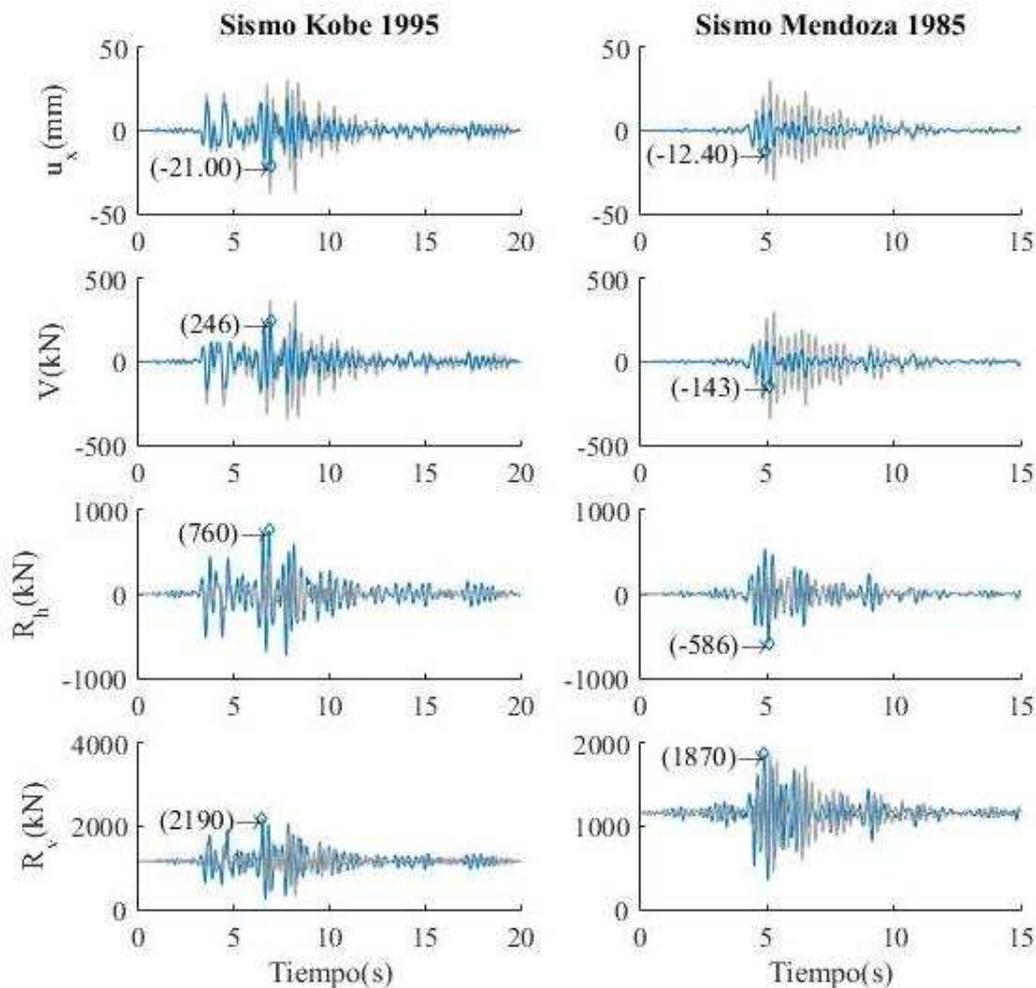


Figura 20: Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe 1995 (izquierda) y Mendoza 1985 (derecha). Estructura con AFV.

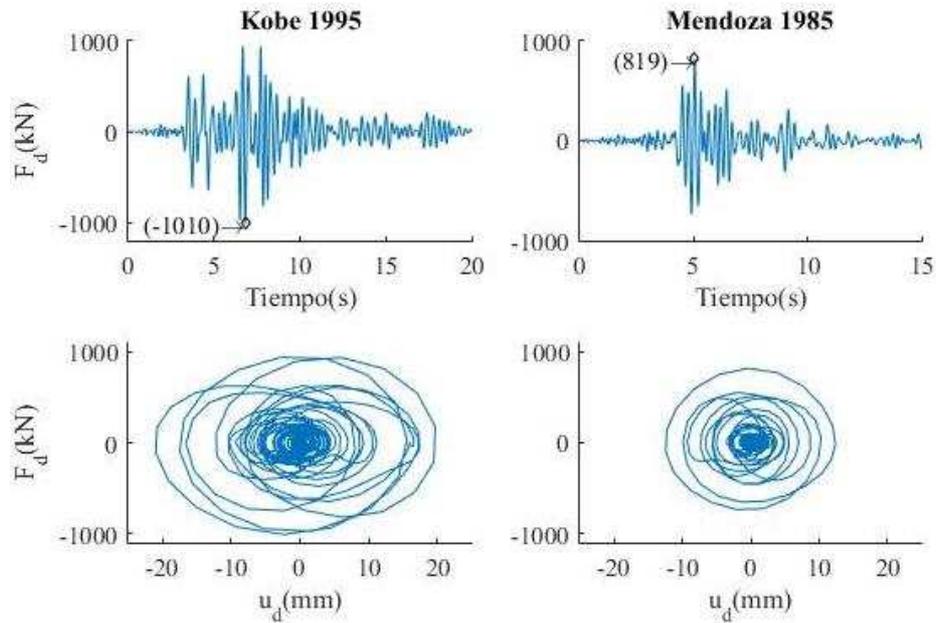


Figura 21: Comportamiento de los amortiguadores de fluido viscoso.

6.4 Disipador Metálico

A diferencia de las propuestas anteriores, este caso involucra la disipación histerética por medio de la incursión de deformaciones inelásticas de los elementos que componen el dispositivo. Actualmente existen diversos tipos de disipadores metálicos y distintas configuraciones de aplicación (Li & Li 2013), la mayoría de ellos se implementa a través de placas de acero que son sometidas a esfuerzos de flexión, aplicados en estructuras aperticadas donde se colocan en los extremos de las diagonales. Para el caso en estudio se propone una disposición en la intersección de las diagonales dispuestas en “X” en cada vano del pórtico central, Figura 22. En la literatura, los disipadores metálicos son conocidos por sus siglas en inglés «*Added Damping And Stiffness, ADAS*» (Soong & Dargush 1997) ya que aportan a la estructura mayor capacidad de disipación, al mismo tiempo que le suministra rigidez lateral.

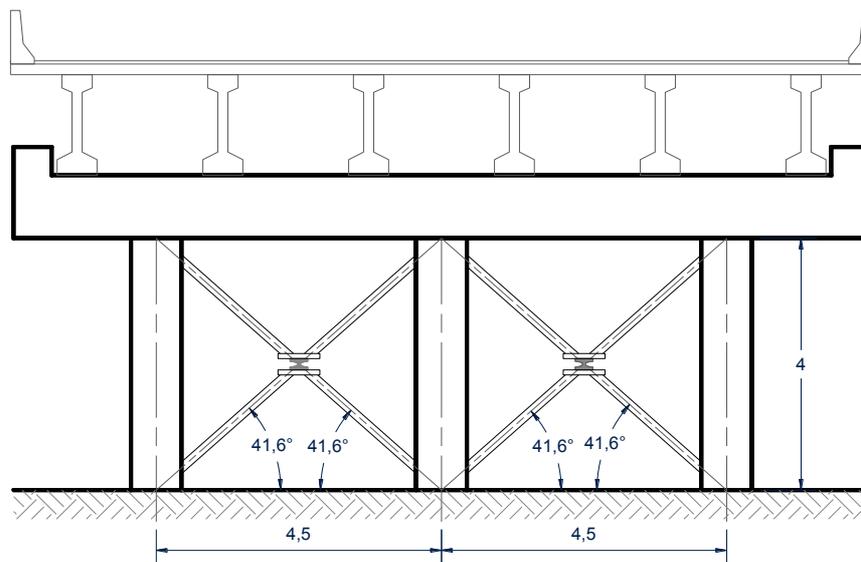


Figura 22: Esquema de configuración de disipador metálico.

A los efectos de la modelación numérica, se introduce el dissipador metálico como un resorte (Elemento COMBIN39) con comportamiento no-lineal e inelástico, cuya ley constitutiva global queda descrita en la Figura 23. Como criterio de diseño de los dissipadores se establece un valor del desplazamiento de fluencia fijo, para este fin se toma en forma aproximada un 20% del valor medio cuadrático de los desplazamientos producidos en el punto de control de la estructura original. Siendo estos valores para la respuesta al sismo de Kobe: 6,77 mm, y para el sismo de Mendoza: 6,03 mm; el valor de la fluencia del dispositivo se fija en 1,20 mm.

Se considera la fuerza de fluencia variable, en consecuencia se obtienen dissipadores con diferente rigidez inicial. En base a los resultados obtenidos se determina un criterio de elección para el dissipador metálico estudiado. Con respecto a la rigidez post-fluencia del mecanismo, se supone una pendiente del 1,30% respecto a la elástica inicial.

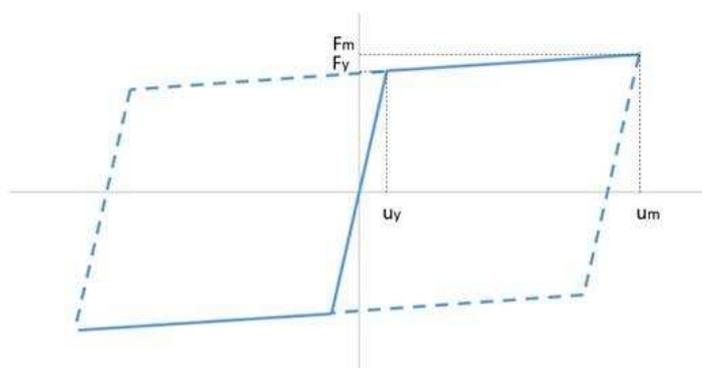


Figura 23: Ley constitutiva del resorte no lineal en el modelo del dissipador metálico.

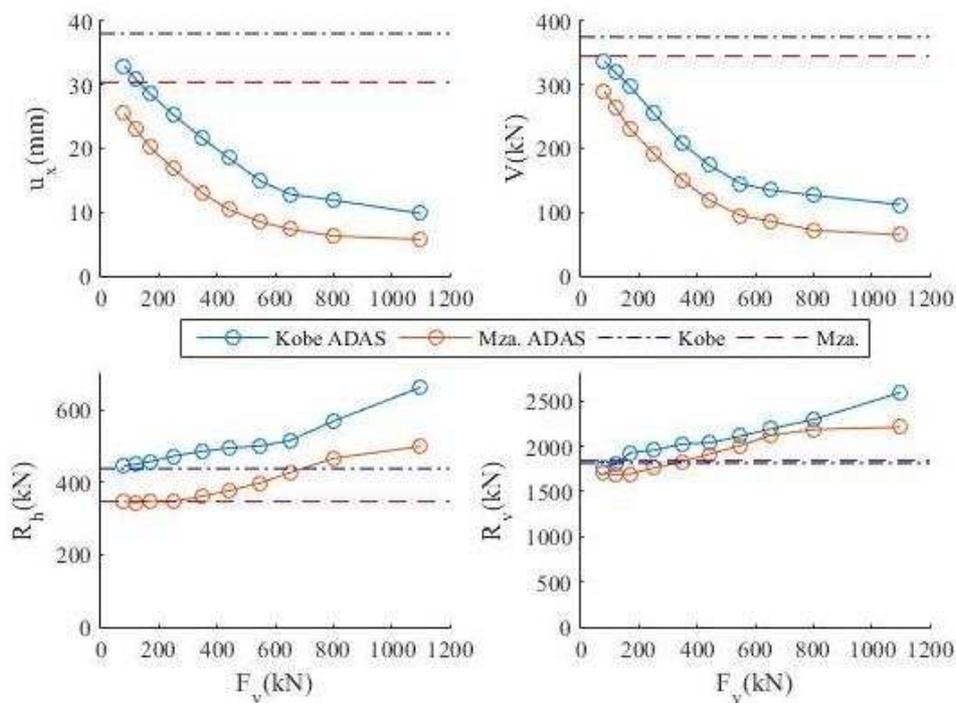


Figura 24: Variación de máximos valores experimentados en el puente en función de la resistencia de fluencia del dissipador metálico (F_y). Desplazamiento horizontal (arriba, izquierda). Corte horizontal en columna (arriba, derecha). Reacción horizontal de apoyo (abajo, izquierda). Reacción vertical de apoyo (abajo, derecha).

En la [Figura 24](#) se analiza la variación que muestran los mismos parámetros de control que fueron evaluados en los otros sistema, y son comparados con los valores que resultan de la respuesta del puente sin controlar (respuesta Original) que aparecen en líneas de trazos.

La elección de la resistencia a la fluencia del disipador metálico se establece en base al objetivo perseguido por el sistema de control, esto es obtener la máxima reducción de los desplazamientos horizontales sin incrementar significativamente las reacciones en los apoyos de las columnas. Una fluencia de 550 kN produce una reducción en los desplazamientos del 61% y 72% para el sismo de Kobe y Mendoza respectivamente, a la vez que la máxima reacción horizontal en el apoyo se incrementa para cada uno de los registros considerados en 14% y 15%. Resultando esta opción muy ventajosa por sobre la alternativa de la rigidización global de la estructura. La respuesta temporal del puente con el disipador adoptado se muestra en la [Figura 25](#), mientras que la [Figura 26](#) presenta la respuesta mecánica del disipador durante la acción sísmica.

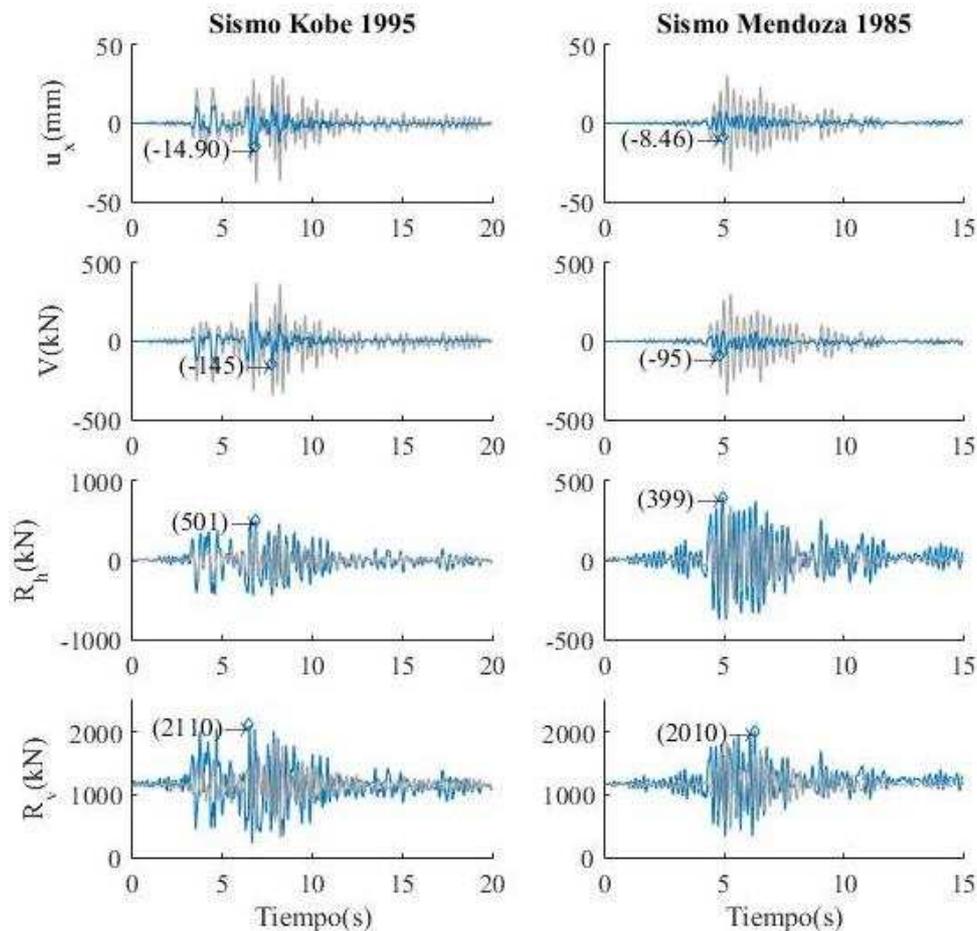


Figura 25: Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe 1995 (izquierda) y Mendoza 1985 (derecha). Estructura con disipador metálico.

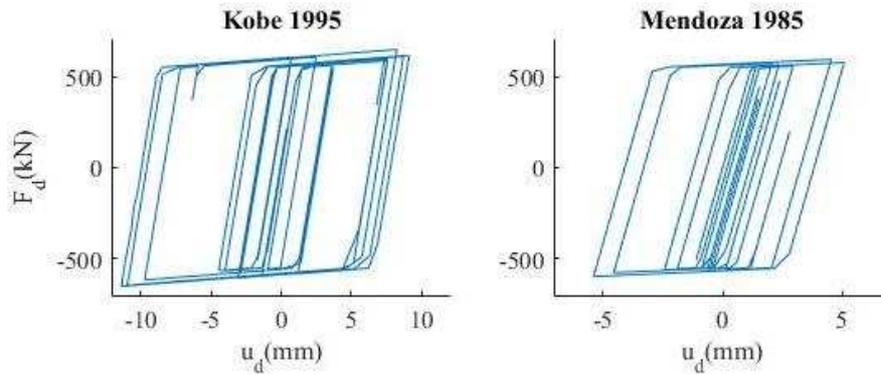


Figura 26: Comportamiento del dissipador metálico.

7 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Contrastando los valores máximos y medios cuadráticos de los parámetros de control presentados en la sección anterior, [Tabla 6](#) y [Tabla 7](#), se observan algunas particularidades. La [Figura 27](#) presenta los valores obtenidos de la respuesta dinámica del puente original (indicado como el caso 1) y la compara con los que surgen de evaluar las cuatro propuestas de control de vibraciones analizadas anteriormente (caso 2: Rigidizado, caso 3: Amortiguador de masa sintonizada, caso 4: Amortiguador de fluido viscoso y caso 5: Dissipador metálico); los resultados presentados se llevan a cabo a partir de la comparación de valores pico de los parámetros y de valores medios cuadráticos para cada caso.

	Kobe				
	Original (1)	Rigidizado (2)	AMS (3)	AFV (4)	ADAS (5)
u_x (mm)	38,0	9,63	35,94	21	14,9
	-	25%	95%	55%	39%
RMS u_x (m)	6,77	2,02	6,3	4,32	2,66
	-	30%	93%	64%	39%
V (kN)	374,9	113,89	413,4	246	145,7
	-	30%	110%	66%	39%
RMS V (kN)	72,52	21,55	67,38	46,07	27,9
	-	30%	93%	64%	38%
R_h (kN)	438,35	1433	415,96	760	501,3
	-	327%	95%	173%	114%
RMS R_h (kN)	77,62	345,04	72,42	142,8	128,3
	-	445%	93%	184%	165%
R_v (kN)	1813,3	2587,8	1837,2	2190	2112,4
	-	143%	101%	121%	116%
RMS R_v (kN)	1170,7	1287,5	1213,9	1176,8	1158
	-	110%	104%	101%	99%

Tabla 6: Comparativa de valores máximos y valores medios cuadráticos para la respuesta dinámica de Kobe.

	Mendoza				
	Original (1)	Rigidizado (2)	AMS (3)	AFV (4)	ADAS (5)
u_x (mm)	30,4 -	7,18 24%	25,64 84%	12,4 41%	8,5 28%
RMS u_x (m)	6,03 -	1,53 25%	4,29 71%	2,26 37%	1,56 26%
V (kN)	345 -	80,2 23%	271,7 79%	143 41%	95,7 28%
RMS V (kN)	64,28 -	15,93 25%	45,92 71%	24,06 37%	15,9 25%
R_h (kN)	347 -	1210 349%	291,13 84%	586 169%	398,7 115%
RMS R_h (kN)	68,47 -	290,74 425%	48,72 71%	97,6 143%	103,9 152%
R_v (kN)	1840 -	2340 127%	1787,5 97%	1870 102%	2009,7 109%
RMS R_v (kN)	1170,8 -	1273,3 109%	1211,6 103%	1169,9 100%	1229,6 105%

Tabla 7: Comparativa de valores máximos y valores medios cuadráticos para la respuesta dinámica de Mendoza.

A raíz de la alta eficiencia, tanto del disipador metálico como de la rigidización global, es de interés profundizar el análisis comparativo a fin de establecer conclusiones que determinen cuál de los sistemas propuestos resulta más beneficioso para el puente. En este contexto, se identifica que la mejora que se obtiene en los desplazamientos máximos se ve contrarrestada por el aumento de las fuerzas de reacción a nivel de fundaciones, sin embargo las dos alternativas presentan notables diferencias.

En cuanto al registro del sismo de Kobe, con el disipador metálico adoptado ($F_Y = 550$ kN) se logra un desplazamiento máximo de 14,8 mm, que comparado con el desplazamiento original de la estructura (38,03 mm) resulta una disminución del 61%. Por su parte, la rigidización global significó una reducción en el desplazamiento máximo del 75% (9,63 mm). A pesar de la mayor reducción observada en la rigidización, esto se logra a costas de un valor de reacción horizontal del apoyo de 1433 kN, que originalmente era de 438 kN, manifestando un incremento del 227%. Mientras que el disipador metálico arrojó como máxima reacción horizontal 501 kN, que representa un aumento del 14% sobre el original.

El mismo análisis para el terremoto de Mendoza indica que el disipador metálico consigue reducir el desplazamiento original (30,4 mm) un 72% (8,5 mm) incrementando la sollicitación en el suelo de fundación un 15% (Siendo el valor original 347 kN y el del disipador metálico 399 kN). Y el sistema de diagonales redujo el desplazamiento (7,18 mm) en un 76%, involucrando un incremento en la fuerza horizontal del 249% (1210 kN).

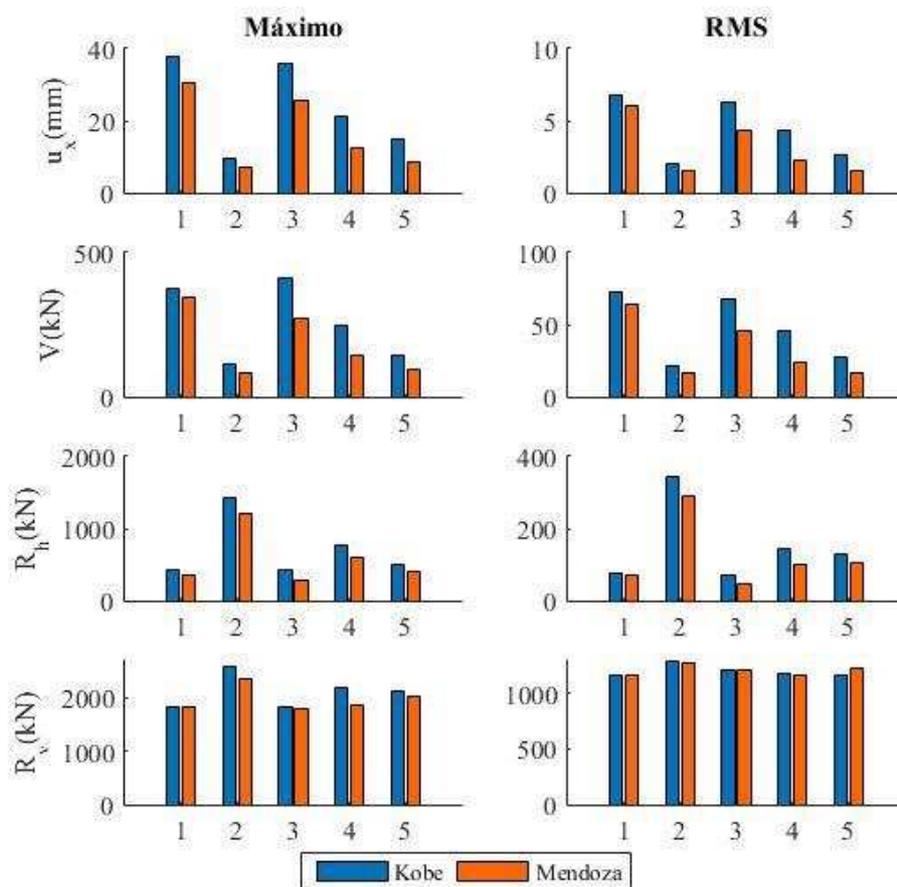


Figura 27: Comparación de valores máximos (izquierda) y valores medios cuadráticos (derecha) de los parámetros de control para cada propuesta de control de vibraciones analizada.

8 CONCLUSIONES

Por lo dicho anteriormente, se destaca el sistema de control de vibraciones provisto por el disipador metálico como el más eficiente en términos generales produciendo disminuciones muy significativas en picos de valores máximos y en valores medios cuadráticos, al mismo tiempo que el resto de las solicitaciones comparadas no se ven incrementadas de manera trascendental.

De la comparación realizada, es destacable la excelente respuesta que se obtiene con la rigidización global en términos de desplazamientos y corte en columnas, pero esta opción no puede evaluarse como alternativa viable debido al fuerte aumento en las solicitaciones que se obtiene en los apoyos. En este aspecto, es válido destacar que el modelo numérico ha sido realizado hasta el nivel de suelo y el efecto de la fundación se ha considerado incorporando resortes que representan la capacidad de deformación, todo el análisis que se ha desarrollado ha involucrado como parámetro de control la reacción horizontal del apoyo. Esta componente horizontal de la fuerza en el vínculo será transmitida a la fundación mediante corte en la columna, con lo que el incremento en dicho parámetro es sumamente alarmante en relación a la capacidad resistiva de la estructura. Lo antedicho puede ser solucionado considerando una fundación independiente de la estructura principal en el sistema de rigidización diagonal, a pesar de evitar el aumento en el corte de la columna esta alternativa podría elevar de manera desproporcionada el costo de construcción de dicha opción.

Como solución intermedia se ubica la propuesta de uso de amortiguadores de fluido viscoso, en la respuesta se obtienen reducciones importantes de desplazamientos y corte en columnas, aunque los apoyos se ven fuertemente solicitados en dirección horizontal y vertical. A pesar de lo antedicho, el incremento en las demandas a nivel de fundación no es tan elevado como en el caso de la rigidización global, particularmente en la componente horizontal de la reacción.

Finalmente, la alternativa del amortiguador de masa sintonizada no aporta reducciones considerables en los parámetros que se intentan controlar, de hecho es la opción que menor disminución presenta de todas las estrategias comparadas. Esta observación no resulta sorprendente, el uso de AMS para controlar vibraciones producidas por sismos es cuestionado y existe una gran controversia sobre su eficiencia frente a acciones sísmicas (Ambrosini et al. 2004), siendo preferencialmente sugerido para mitigar los efectos del viento (Soria et al. 2016). En algunos casos se busca contrarrestar esta falencia con la posibilidad de utilizar múltiples amortiguadores de masa sintonizada para cubrir un rango apropiado de frecuencias de excitación (Beygi 2015).

9 REFERENCIAS

- Agrawal, A. et al., 2009. Benchmark structural control problem for a seismically excited highway bridge—Part I: Phase I Problem definition. *Structural Control and Health Monitoring*, 16(5), pp.509-529. Available at: <http://dx.doi.org/10.1002/stc.456>.
- Ambrosini, D., Cuitiño, G. & Rebecco, J., 2004. Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en estructuras sismorresistentes. *Mecánica Computacional*, 23(November), pp.447-462.
- Beygi, H., 2015. *Vibration Control of a High-Speed Railway Bridge Using Multiple Tuned Mass Dampers*.
- Buckle, I.G., 2000. Passive control of structures for seismic loads. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(3), pp.209-221.
- Clough, R.W. & Penzien, J., 1995. *Dynamics of Structures*,
- Elnashai, A.S., 1996. Inelastic Analysis of RC Bridges And Applications to Recent Earthquakes. En *11th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Li, G. & Li, H.N., 2013. Experimental study and application in steel structure of «dual functions» metallic damper. *Advanced Steel Construction*, 9(3), pp.247-258.
- Maddaloni, G. et al., 2016. Exploring New Boundaries to Mitigate Structural Vibrations of Bridges in Seismic Regions: A Smart Passive Strategy. *Shock and Vibration*, 16(6).
- Madhekar, S.N. & Jangid, R.S., 2009. Variable dampers for earthquake protection of benchmark highway bridges. *Smart Materials and Structures*, 18(11), p.115011.
- Ruangrassamee, A. & Kawashima, K., 2003. Control of nonlinear bridge response with pounding effect by variable dampers. *Engineering Structures*, 25(5), pp.593-606.
- Soong, T.T. & Dargush, G.F., 1997. *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering* Wiley, ed.,
- Soria, J.M. et al., 2016. Exploring vibration control strategies for a footbridge with time-varying modal parameters. *Movic & Rasd 2016*.
- Warburton, G.B., 1982. Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(3), pp.381-401.