



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

EVALUACIÓN DE LA ROBUSTEZ EN PUENTES DE CELOSÍA METÁLICA PARA LOCALIZAR Y ANTICIPAR FALLOS LOCALES Y EVITAR COLAPSOS PROGRESIVOS

Tesis doctoral-Programa de doctorado en Ingeniería de la Construcción

Autor:

Juan Camilo Reyes Suárez

Directores:

Dr. José Miguel Adam Martínez

Dr. Manuel Buitrago Moreno

Dr. Carlos Manuel Lázaro Fernández

Valencia, España, mayo de 2026

“On fait la science avec des faits, comme on fait une maison avec des pierres : mais une accumulation de faits n'est pas plus une science qu'un tas de pierres n'est une maison.”

“Se hace ciencia con hechos como una casa con piedras; pero una acumulación de hechos no es ciencia, del mismo modo que un montón de piedras no es una casa”

Henri Poincaré (1902)

Agradecimientos

En primer lugar, quisiera expresar mi agradecimiento a mis directores.

A José, por su liderazgo, sin el cual habría sido imposible llevar adelante esta investigación. Gracias por su permanente preocupación por que las condiciones en las que desarrollamos ciencia fueran las óptimas, por asegurar que la rigurosidad académica nunca faltara y por procurar que el mensaje que dejamos como legado sea útil para la construcción de una sociedad más resiliente. Pero, sobre todo, gracias por preocuparse por mí como persona.

A Manolo, con quien trabajé al pie del cañón desde mi llegada, y de quien aprendí una infinidad de detalles técnicos y de juicio ingenieril, pero, sobre todo, las habilidades necesarias para resolver problemas, tomando la distancia adecuada y centrando la mirada en el bosque y no en el árbol. Siempre estaré agradecido por su constante preocupación por mi formación y por sus consejos orientados al desarrollo de mi carrera como investigador.

A Carlos, siempre disponible para aportar desde su conocimiento y ofrecer el alto nivel de detalle que exige un problema de ingeniería. Su constante asesoría les dio a todos los trabajos que desarrollé bajo su tutoría, especialmente a esta tesis doctoral, ese grado de claridad y elegancia formal que tanto valoro.

Quiero extender también mi agradecimiento a todas las personas e instituciones que me acompañaron a lo largo de este proceso.

A mis amigos y compañeros doctorantes de Building Resilient y del ICITECH, con quienes comencé este camino prácticamente al mismo tiempo. A lo largo de estos años compartimos espacios de trabajo y vivencias personales; crecimos juntos, caímos juntos, nos levantamos una y otra vez y culminaremos este proceso con éxito. A Juan Sebastián, Alberto, Roge, Diego, Luli, Juan Antonio, Giacomo, Marcos y Lorenzo, simplemente, gracias.

A Brais y a Nirvan, que no solo fueron los investigadores posdoctorales con quienes compartí un intenso trabajo para sacar adelante importantes campañas, sino también amigos muy cercanos que siempre llevaré en el corazón. Sus consejos y nuestras charlas filosóficas dieron sentido, en muchas ocasiones, a todo el esfuerzo. A Andri, Lisbel y

Marina, por estar siempre presentes cuando los necesité, por su disponibilidad constante y por brindarme siempre apoyo y una mano amiga.

A Dani, Fernando y Lino, con quienes pasé largos periodos en la losa del laboratorio de estructuras. Entre el ruido, los ensayos y sus propias labores siempre encontraron tiempo para enseñarme y ayudarme con todo lo que necesitara.

A la Universitat Politècnica de València y al Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), que se convirtieron en mi segundo hogar durante los últimos años. Asimismo, agradezco al Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades y a la Agencia Estatal de Investigación la financiación de mi contrato predoctoral, concedido en el marco de la convocatoria FPI-2022-S2 (referencia 50766), para el desarrollo del proyecto Pont 3 (Grant PID2021-124236OB, funded by MCIU/AEI/10.13039/501100011033 and by ERDF/EU).

A Belén Riveiro, al CINTECX y a la Universidade de Vigo, por acogerme durante una estancia de investigación en la que, junto con Safae Mammeri, trabajamos en el desarrollo y la validación de los modelos computacionales que sirvieron de base para el proyecto Pont 3 y para esta tesis doctoral.

Dejo para el final a mi familia, no por ser lo menos importante, sino precisamente por todo lo contrario.

A mis hermanos, Alejandro y Ana María, de quienes sentí un constante apoyo en la distancia, con mensajes alentadores y charlas que nos permitieron hacer vida de familia desde la virtualidad.

Especialmente a mis padres, Cristina y Santiago, porque sin su esfuerzo y perseverancia no sería la persona ni el profesional que soy el día de hoy. Gracias por su apoyo incondicional, por su constante soporte emocional y por ser siempre una voz de aliento en los momentos más difíciles.

Finalmente, y por encima de todo, a Dios, que con su gracia ha llenado mi vida de bendiciones.

Índice General

Capítulo 1. Introducción y Objetivos.....	31
1.1 Introducción	31
1.2 Contenido.....	35
1.3 Marco del proyecto y producción científica asociada	36
Capítulo 2. Estado del Arte	39
2.1 Radiografía de colapsos en puentes en los últimos 200 años	39
2.1.1 Perspectiva general del colapso en puentes.....	40
2.1.2 Análisis de casos de colapso en puentes.....	44
2.2 Robustez estructural	71
2.2.1 Conceptos fundamentales.....	71
2.2.2 Cuantificación de la Robustez.....	73
2.2.3 Robustez y colapso progresivo en estructuras de edificios.....	74
2.3 Estudio de la robustez en puentes según su tipología.....	77
2.3.1 Puentes en arco de fábrica.....	79
2.3.2 Puentes de arco atirantado.....	83
2.3.3 Puentes colgantes	86
2.3.4 Puentes atirantados.....	90
2.3.5 Puentes en celosía	96
2.4 Conclusiones del estado del arte	103
Capítulo 3. Diseño y configuración de la campaña experimental.....	105
3.1 El puente de estudio: un fiel representante de la celosía en acero de principios del siglo XX.....	106
3.1.1 Descripción general del puente.....	106
3.1.2 Descripción particular del puente.....	107
3.1.3 Descripción de las cargas operacionales	109

3.2	Diseño y ejecución del experimento	110
3.2.1	Diseño y construcción del modelo experimental.....	110
3.2.2	Selección y diseño del sistema de cargas	118
3.2.3	Selección de los escenarios de fallo	122
3.2.4	Plan de monitorización	126
3.2.5	Protocolo experimental y ejecución del ensayo.	131
Capítulo 4. Resultados Experimentales		135
4.1	Criterios para el análisis de los resultados.....	136
4.1.1	Desplazamientos verticales y distorsiones transversales.....	136
4.1.2	Deformaciones unitarias	138
4.2	Análisis de los resultados experimentales	140
4.2.1	DS1: Pérdida del cordón central inferior.....	141
4.2.2	DS2: Pérdida de una de las diagonales exteriores.....	146
4.2.3	DS3: Pérdida de uno de los montantes exteriores.....	151
4.2.4	DS4 y DS5: Pérdida parcial y total del sistema de arriostramiento horizontal a la altura de uno de los paneles centrales.....	156
4.2.5	DS6 y DS7: Pérdida, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical	164
4.2.6	DS8 y DS9: Pérdida parcial y total de la viga transversal superior	171
4.3	Discusión analítica y confirmación mediante resultados de las simulaciones computacionales.....	175
4.3.1	Descripción y validación del modelo numérico	175
4.3.2	Escenarios de fallo y criterios de evaluación.....	177
4.3.3	DS: Fallo en cordones inferiores y superiores.....	179
4.3.4	DS: Fallo de montantes.....	187
4.3.5	DS: Fallo de diagonales.....	193
4.3.6	Otros escenarios de fallo	199

4.4	Evolución de los mecanismos resistentes latentes	205
4.4.1	Comportamiento general durante el incremento gradual de cargas.....	205
4.4.2	Efecto del escenario de fallo ante cargas incrementales	208
Capítulo 5. Conclusiones y futuras líneas de investigación		217
5.1	Conclusiones.....	217
5.2	Recomendaciones y futuras líneas de investigación	222
Capítulo 6. Referencias		225

Índice de tablas

Tabla 2.1	Consolidación de colapsos de puentes documentados en literatura científica.	47
Tabla 3.1	Propiedades mecánicas del puente del Quisi.....	111
Tabla 3.2	Factores de escala	113
Tabla 3.3	Propiedades geométricas de los perfiles del puente real y su versión a escala.	116
Tabla 4.1	Convención de símbolos para el estado de carga.....	139
Tabla 4.2	Convención de colores para incrementos relativos.....	139

Índice de figuras

Fig. 1.1.	Colapso del puente Hintze Ribeiro. Fuente: (Rodrigues, 2021).....	32
Fig. 1.2.	Colapso del puente I-35W. Fuente: (Thornton Tomasetti, 2008), cortesía del MnDOT.....	32
Fig. 1.3.	Colapso del viaducto de Polcevera. Fuente: (Financial Times, 2018)	32

Fig. 1.4. Fractura por fatiga en el puente Hernando de Soto. Fuente: (Brawner, 2021), cortesía del ArDOT	33
Fig. 1.5. Fractura por fatiga en el Delaware River Turnpike Bridge. Fuente: (Laughlin, 2017), cortesía de la Turnpike Comission.....	33
Fig. 1.6. Fractura por fatiga en el Viaducto de Contreras. Fuente: (Franc Levantina,2013)	33
Fig. 2.1. Número de fallos en puentes según año de ocurrencia. Adaptado de (Wardhana & Hadipriono, 2003)	41
Fig. 2.2. Frecuencia de fallo de los elementos en un puente de celosía metálica. Adaptado de (López et al., 2023).....	43
Fig. 2.3 Distribución geográfica de los colapsos documentados	45
Fig. 2.4. Distribución geográfica de la participación nacional en artículos sobre casos documentados de colapso	46
Fig. 2.5 Distribución temporal de colapsos de puentes documentados	46
Fig. 2.6 Distribución temporal de publicaciones científicas sobre colapsos de puentes ..	46
Fig. 2.7 Distribución de los colapsos documentados según tipo de puente	67
Fig. 2.8 Frecuencia del elemento donde se presentaron los fallos iniciales en los casos documentados.....	68
Fig. 2.9 Frecuencia de las causas asociadas al colapso de los casos documentados.....	69
Fig. 2.10 Frecuencia del modo de fallo de los elementos del fallo inicial en los casos documentados.....	69
Fig. 2.11 Tres categorías predominantes del elemento de inicio del daño, causas desencadenantes y modos de fallo observados en colapsos documentados, según tipología estructural del puente.....	70

Fig. 2.12 Mecanismos resistentes en pórticos de hormigón armado: a) flexión, b) arco, c) catenaria, d) Vierendeel, e) aportes de elementos no estructurales. Fuente: (Elkady et al., 2024).....	75
Fig. 2.13 Análisis bibliométrico: a) Comparación entre publicaciones por año relacionadas con la robustez estructural en puentes y publicaciones relacionadas con el colapso progresivo de estructuras. b) Evolución de las publicaciones por año sobre robustez estructural en puentes. Fuente: elaboración propia, complementada con información de(Adam et al., 2018; Cetina Berdugo, 2026).....	78
Fig. 2.14 Puente de obra de fábrica con tímpano macizo (Pont de Sant Josep, Valencia, España). Fuente: fotografía del autor	80
Fig. 2.15 Puente con tímpano abierto (Pont Adolphe, Luxemburgo, Luxemburgo) Fuente: (Roth, 2019)	80
Fig. 2.16 Mecanismos de colapso del puente Heyuan Dongjian. Fuente: adaptado de (J. Sun et al., 2020)	81
Fig. 2.17 Mecanismos de colapso del puente Tuojiang. Fuente: adaptado de (Z. Xu et al., 2013)	81
Fig. 2.18 Puente de arco atirantado (Puente de la Barqueta, Sevilla, España). Fuente: fotografía del autor.....	83
Fig. 2.19 Modelo a escala de puente de arco atirantado con tablero inferior. Fuente: adaptado de (B. Fan et al., 2022).....	84
Fig. 2.20 Ejemplo de puente colgante: Puente de Occidente (Santa Fe de Antioquia, Colombia). Fuente: (El Colombiano, 2022; Ospina Zapata, 2022).....	87
Fig. 2.21 Ejemplo de puentes atirantados (Puente Pumarejo antiguo (izquierda) y Puente Pumarejo nuevo (derecha), Barranquilla, Colombia). Fuente: (Agencia Kronos, 2024)...	91
Fig. 2.22 Modelo a escala de puente atirantado (tomado de (Y. Zheng et al., 2022))	92

Fig. 2.23 Factores de Carga para comparar la respuesta del puente atirantado ante diferentes escenarios de fallo. Fuente: (X. Zheng et al., 2021)	94
Fig. 2.24 Gráfico de radar que integra diferentes medidas de robustez. Fuente: (X. Zheng et al., 2022)	94
Fig. 2.25 Desplazamientos verticales para el fallo de un tirante corto. Fuente: (Q. Chen et al., 2023)	95
Fig. 2.26 Desplazamientos verticales para el fallo de un tirante largo. Fuente: (Q. Chen et al., 2023)	95
Fig. 2.27 Puente de celosía de acero (Pont del Quisi, Benissa, España). Fuente: fotografía del autor	97
Fig. 2.28 Pasarela de celosía de acero (Pasarela Casa del Agua, Valencia, España). Fuente: fotografía del autor	97
Fig. 2.29 Celosía de acero tipo Bailey. Fuente: (King & Duan, 2003)	97
Fig. 2.30 Modelo experimental con celosías tipo Warren. Fuente: (Brunell & Kim, 2013)	97
Fig. 2.31 Escenarios de fallo en puente real. Fuente: adaptado de (Buitrago et al., 2021).	98
Fig. 2.32 Segmento del puente real ensayado en (Buitrago et al., 2021).	98
Fig. 3.1 Puente del Quisi: Elevación general, Vista en planta y fotografías generales	107
Fig. 3.2 Vano de puente gemelo desmantelado de referencia. a) Vista general b) Montantes, diagonales y cordones c) Arriostramiento lateral inferior d) Arriostramiento lateral superior, viga transversal superior y largueros. Fuente: fotografía del autor	108
Fig. 3.3 Tren series MAN 2500, configuración de cargas por eje y caso de circulación en convoy	109
Fig. 3.4 Diseño final del modelo experimental	115

Fig. 3.5 Escalando el puente real	117
Fig. 3.6 Perspectiva general del modelo experimental	117
Fig. 3.7 Curva constitutiva de la relación tensión-deformación del acero utilizado en la manufactura del puente.	118
Fig. 3.8 Vista general del bastidor de ensayo para la aplicación de cargas.	119
Fig. 3.9 Casos de carga considerados en la campaña experimental	122
Fig. 3.10 Subsistemas estructurales del modelo experimental	123
Fig. 3.11 Escenarios de fallo replicados	125
Fig. 3.12. Ubicación de los captadores de desplazamiento y galgas extensiométricas empleadas en la estimación de incrementos de fuerzas axiales y momentos flectores en los montantes.	128
Fig. 3.13 Ubicación de las galgas extensiométricas empleadas para la estimación de incrementos en las fuerzas axiales.	129
Fig. 3.14 Ubicación de las galgas extensiométricas empleadas para la estimación de incrementos en los momentos flectores.	130
Fig. 3.15 Protocolo experimental (DS hace referencia a Escenario de Fallo)	132
Fig. 3.16 Proceso de corte y reparación en los elementos del puente	133
Fig. 3.17 Resumen del protocolo de la campaña experimental. LS1 y LS2 corresponden a las configuraciones de carga empleadas en cada ensayo.	134
Fig. 4.1 Esquema general del puente y su localización respecto a los ejes cardinales....	136
Fig. 4.2 Distorsiones transversal en el puente	137
Fig. 4.3 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo del cordón inferior.	141
Fig. 4.4 Desplazamientos verticales tras el fallo del cordón inferior.	142

Fig. 4.5 Distorsiones a lo largo del puente tras el fallo del cordón inferior.....	142
Fig. 4.6 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo del cordón inferior.	143
Fig. 4.7 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento vertical tras el fallo del cordón inferior.	143
Fig. 4.8 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo del cordón inferior.....	144
Fig. 4.9 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo del cordón inferior.....	144
Fig. 4.10 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo del cordón inferior.	145
Fig. 4.11 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) tras la pérdida de un cordón inferior	145
Fig. 4.12 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo de una diagonal.....	146
Fig. 4.13 Desplazamientos verticales tras el fallo de la diagonal.	147
Fig. 4.14 Distorsiones a lo largo del puente tras el fallo de la diagonal.....	147
Fig. 4.15 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo de la diagonal.	148
Fig. 4.16 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo de la diagonal.....	149
Fig. 4.17 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo de la diagonal.....	149
Fig. 4.18 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) en vecindades de la diagonal eliminada.....	150

Fig. 4.19 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento vertical tras el fallo de la diagonal.....	150
Fig. 4.20 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo de la diagonal.	150
Fig. 4.21 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo de un montante.....	151
Fig. 4.22 Desplazamientos verticales tras el fallo de un montante.	152
Fig. 4.23 Distorsiones a lo largo del puente tras el fallo de un montante.....	152
Fig. 4.24 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo de un montante.	153
Fig. 4.25 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo de un montante.....	154
Fig. 4.26 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo de un montante.....	154
Fig. 4.27 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) en vecindades del montante eliminado.....	155
Fig. 4.28 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo de un montante.	155
Fig. 4.29 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento vertical tras el fallo de un montante.....	156
Fig. 4.30 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.	157
Fig. 4.31 Desplazamientos verticales tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.....	158

Fig. 4.32 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.....	158
Fig. 4.33 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.	159
Fig. 4.34 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.	160
Fig. 4.35 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos sistema de arriostramiento horizontal.....	161
Fig. 4.36 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras la pérdida, parcial y total, del sistema de arriostramiento horizontal	162
Fig. 4.37 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) tras la pérdida, parcial y total, del sistema de arriostramiento horizontal	163
Fig. 4.38 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.	164
Fig. 4.39 Desplazamientos verticales tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.....	165
Fig. 4.40 Distorsiones a lo largo del puente tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.....	166

Fig. 4.41 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.....	167
Fig. 4.42 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento vertical tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.....	168
Fig. 4.43 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical...	169
Fig. 4.44 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical...	169
Fig. 4.45 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.....	170
Fig. 4.46 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.....	171
Fig. 4.47 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo, parcial y total, de la viga transversal superior central.....	171
Fig. 4.48 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo, parcial y total, de la viga transversal superior.	172
Fig. 4.49 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) tras el fallo, parcial y total, del sistema de la viga transversal superior.	173
Fig. 4.50 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los largueros (asociados a momentos flectores) tras la pérdida, parcial y total, del sistema de la viga transversal superior.	174
Fig. 4.51 Validación del modelo computacional	177

Fig. 4.52 Estado incremental equivalente tras la eliminación de un cordón: a) las fuerzas internas en el cordón eliminado, b) el escenario de fallo, y c) el efecto aislado de la eliminación del elemento, definido como la diferencia entre b) y a).	180
Fig. 4.53 Rotación global articulada en el plano	180
Fig. 4.54 Flexión global fuera del plano a) planta superior y b) planta inferior	181
Fig. 4.55 Mecanismos resistentes a) torsión global b) distorsión transversal	181
Fig. 4.56 Cambios en los desplazamientos verticales, en mm, correspondientes a los 48 escenarios de fallo de cordones del puente entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del cordón eliminado, mientras que el eje horizontal muestra el nudo del puente en el que se evalúa el desplazamiento para cada escenario de fallo.....	183
Fig. 4.57 Cambios en los momentos flectores, en kN·m, correspondientes a los escenarios de fallo de los 48 cordones, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del cordón eliminado, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa el efecto del momento flector en cada escenario de fallo.	184
Fig. 4.58 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de los 48 cordones, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del cordón eliminado, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa el efecto de la fuerza axial en cada escenario de fallo.....	186
Fig. 4.59 Cambios en las reacciones verticales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de los 48 cordones, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del cordón eliminado, mientras que el eje horizontal muestra el apoyo para el cual se evalúa la reacción vertical en cada uno de los escenarios de fallo.	187
Fig. 4.60 Estado incremental equivalente tras la eliminación de un montante: a) las fuerzas internas en el cordón eliminado, b) el escenario de fallo, y c) el efecto aislado de la eliminación del elemento, definido como la diferencia entre b) y a).	188

Fig. 4.61 Cambios en los desplazamientos verticales, en mm, correspondientes a los 26 escenarios de fallo de montantes del puente entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del montante eliminado, mientras que el eje horizontal muestra el nudo del puente en el que se evalúa el desplazamiento para cada escenario de fallo..... 189

Fig. 4.62 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, correspondientes a los escenarios de fallo de los 26 montantes, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del montante eliminado, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa el efecto del momento flector en cada escenario de fallo. 191

Fig. 4.63 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de los 26 montantes, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del montante eliminado, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa la fuerza axial en cada escenario de fallo. 192

Fig. 4.64 Cambios en las reacciones verticales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de los 26 montantes, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del montante eliminado, mientras que el eje horizontal muestra el apoyo para el cual se evalúa la reacción vertical en cada uno de los escenarios de fallo. 193

Fig. 4.65 Estado incremental equivalente tras la eliminación de una diagonal: a) las fuerzas internas en el cordón eliminado, b) el escenario de fallo, y c) el efecto aislado de la eliminación del elemento, definido como la diferencia entre b) y a). 194

Fig. 4.66 Cambios en los desplazamientos verticales, en mm, correspondientes a los 24 escenarios de fallo de diagonales del puente entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación de la diagonal eliminada, mientras que el eje horizontal muestra el nudo del puente en el que se evalúa el desplazamiento para cada escenario de fallo. 195

Fig. 4.67 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, correspondientes a los escenarios de fallo de las 24 diagonales, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical

representa la ubicación de la diagonal eliminada, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa el efecto del momento flector en cada escenario de fallo. 196

Fig. 4.68 Diferencias en las fuerzas axiales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de las 24 diagonales, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación de la diagonal eliminada, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa la fuerza axial en cada escenario de fallo..... 198

Fig. 4.69 Cambios en las reacciones verticales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de las 24 diagonales, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación de la diagonal eliminada, mientras que el eje horizontal muestra el apoyo para el cual se evalúa la reacción vertical en cada uno de los escenarios de fallo. 198

Fig. 4.70 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, para los 48 escenarios de fallo de arriostramientos horizontales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del arriostramiento horizontal eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto del momento flector para cada escenario de fallo. 200

Fig. 4.71 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, para los 26 escenarios de fallo de arriostramientos verticales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del arriostramiento vertical eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto del momento flector para cada escenario de fallo. 200

Fig. 4.72 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, para los 26 escenarios de fallo de vigas transversales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación de la viga transversal eliminada, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto del momento flector para cada escenario de fallo. 201

- Fig. 4.73 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, para los 24 escenarios de fallo de largueros entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del larguero eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto del momento flector para cada escenario de fallo..... 201
- Fig. 4.74 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, para los 48 escenarios de fallo de arriostramientos horizontales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del arriostramiento horizontal eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto de la fuerza axial para cada escenario de fallo..... 203
- Fig. 4.75 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, para los 26 escenarios de fallo de arriostramientos verticales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del arriostramiento vertical eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto de la fuerza axial para cada escenario de fallo. 203
- Fig. 4.76 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, para los 26 escenarios de fallo de vigas transversales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación de la viga transversal eliminada, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto de la fuerza axial para cada escenario de fallo..... 204
- Fig. 4.77 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, para los 24 escenarios de fallo de largueros entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del larguero eliminada, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto de la fuerza axial para cada escenario de fallo. 204
- Fig. 4.78 Desplazamientos verticales en función de la carga y secuencia de pandeos durante el ensayo de carga incremental. Los desplazamientos corresponden a los registros de los sensores situados en el centro del vano en ambas celosías. Los eventos de pandeo se indican mediante numeración según su orden de aparición, verificado a partir del registro en vídeo del ensayo..... 206
- Fig. 4.79 Evolución de la deformación del puente en función del factor de carga y detalles de los modos de fallo observados: (a) vista general; (b) deformación y giro de los

cordones; (c) pandeo de un montante; (d) pandeo de arriostramientos verticales; (e) panel asociado al fallo inicial (diagonal)..... 207

Fig. 4.80 Relación entre la deformación unitaria de las diagonales monitorizadas del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal. 209

Fig. 4.81 Relación entre la deformación unitaria de los montantes monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal. 210

Fig. 4.82 Relación entre la deformación unitaria de los arriostramientos horizontales monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal. 211

Fig. 4.83 Relación entre la deformación unitaria de los arriostramientos verticales monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal. 212

Fig. 4.84 Relación entre la deformación unitaria asociada a las fuerzas axiales en los cordones monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal. 213

Fig. 4.85 Relación entre la deformación unitaria asociada a los momentos flectores en los cordones monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal. 214

Fig. 4.86 Relación entre la deformación unitaria de los elementos monitorizados en el panel afectado del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal. 215

Fig. 5.1 Mecanismos resistentes latentes..... 221

Resumen

Las redes de transporte terrestre constituyen uno de los principales pilares de la sociedad, siendo esenciales para su funcionamiento social y económico. En este contexto, la resiliencia de sus infraestructuras resulta clave frente a adversidades y eventos extremos. Entre sus elementos más críticos se encuentran los puentes, cuya vulnerabilidad aumenta con el tiempo debido a procesos de deterioro, incrementos en las cargas de servicio y cambios en las condiciones operacionales. La aparición de fallos locales puede desencadenar fenómenos de colapso progresivo; sin embargo, en numerosos casos, dichos fallos no conducen a la pérdida global de la estructura. Esta observación plantea la necesidad de comprender los mecanismos resistentes latentes que permiten a los puentes de celosía metálica resistir la pérdida local de cualquiera de sus componentes sin desencadenar un colapso progresivo.

La construcción del estado del arte sobre colapsos y robustez estructural en puentes permitió identificar un vacío relativo a la caracterización sistemática de estos mecanismos en puentes de celosía metálica. Mientras que en edificios esta línea de investigación ha derivado en reglas prescriptivas y metodologías de diseño consolidadas, en puentes el desarrollo es aún limitado y carece de evidencia experimental sistemática.

La presente tesis doctoral aborda esta brecha mediante la evaluación exhaustiva de la robustez estructural de un puente de celosía metálica representativo, tomando como eje central un estudio experimental a gran escala. El modelo experimental fue diseñado aplicando la teoría de similitud apoyada en el análisis dimensional, garantizando la reproducción fiable del comportamiento estructural y de los procesos de redistribución de cargas. Se ensayó un amplio conjunto de escenarios de fallo correspondientes a la pérdida de elementos pertenecientes a distintos niveles estructurales, bajo configuraciones de carga equivalentes a las del puente real. La respuesta estructural se registró mediante un plan de monitorización extensivo, permitiendo analizar, a nivel de elemento, funcionalidad estructural y sistema global, la activación de caminos alternativos de carga (ALP) y el desarrollo de mecanismos resistentes. El modelo fue además llevado hasta el fallo global mediante carga incremental para estudiar su comportamiento en régimen no lineal. Los resultados experimentales se complementaron con simulaciones computacionales e interpretaciones analíticas fundamentadas en la mecánica estructural,

posibilitando un estudio sistemático de todos los escenarios de fallo de componentes individuales y su influencia en la respuesta estructural.

Como principal contribución, se identificaron y caracterizaron seis mecanismos resistentes latentes que describen la respuesta estructural del puente frente a distintos escenarios de fallo y explican su capacidad para evitar el colapso progresivo bajo determinadas condiciones.

Los hallazgos constituyen una aportación a la comprensión fundamental del comportamiento estructural ante fallos locales en puentes de celosía metálica y establecen una base conceptual y metodológica para la evaluación de su robustez estructural. La caracterización sistemática de estos mecanismos proporciona criterios técnicos que pueden servir de referencia para el desarrollo futuro de metodologías de diseño, evaluación y monitorización orientadas a mejorar la seguridad y resiliencia de estas infraestructuras.

Palabras Clave: Robustez Estructural, ALP, Mecanismos Resistentes, Puentes de celosía de acero, Colapso Progresivo

Abstract

Terrestrial transport networks constitute one of the main pillars of society, being essential for its social and economic functioning. In this context, the resilience of their infrastructures is key in the face of adversities and extreme events. Among their most critical elements are bridges, whose vulnerability increases over time due to deterioration processes, increases in service loads, and changes in operational conditions. The occurrence of local failures may trigger progressive collapse phenomena; however, in numerous cases, such failures do not lead to the global loss of the structure. This observation raises the need to understand the latent resisting mechanisms that enable steel truss bridges to withstand the local loss of any of their components without triggering progressive collapse.

The development of the state of the art on collapses and structural robustness in bridges made it possible to identify a gap regarding the systematic characterization of these mechanisms in steel truss bridges. While in buildings this line of research has led to prescriptive rules and consolidated design methodologies, in bridges development remains limited and lacks systematic experimental evidence.

This doctoral thesis addresses this gap through the comprehensive evaluation of the structural robustness of a representative steel truss bridge, taking as its central axis a large-scale experimental study. The experimental model was designed by applying similarity theory supported by dimensional analysis, ensuring reliable reproduction of structural behavior and load redistribution processes. A wide set of failure scenarios corresponding to the loss of elements belonging to different structural levels was tested under loading configurations equivalent to those of the real bridge. The structural response was recorded through an extensive monitoring plan, allowing analysis—at the element level, structural functionality level, and global system level—of the activation of alternate load paths (ALP) and the development of resisting mechanisms. The model was also taken to global failure through incremental loading to study its behavior in the nonlinear regime. The experimental results were complemented by computational simulations and analytical interpretations grounded in structural mechanics, enabling a systematic study of all individual component failure scenarios and their influence on the structural response.

As the main contribution, six latent resisting mechanisms were identified and characterized, describing the structural response of the bridge under different failure scenarios and explaining its capacity to prevent progressive collapse under certain conditions.

The findings constitute a contribution to the fundamental understanding of structural behavior under local failures in steel truss bridges and establish a conceptual and methodological basis for the assessment of their structural robustness. The systematic characterization of these mechanisms provides technical criteria that may serve as a reference for the future development of design, assessment, and monitoring methodologies aimed at improving the safety and resilience of these infrastructures.

Keywords: Structural Robustness, ALP, Resistance Mechanisms, Steel Truss Bridges, Progressive Collapse

Résumé

Les réseaux de transport terrestre constituent l'un des principaux piliers de la société, étant essentiels à son fonctionnement social et économique. Dans ce contexte, la résilience de leurs infrastructures est déterminante face aux adversités et aux événements extrêmes. Parmi leurs éléments les plus critiques figurent les ponts, dont la vulnérabilité augmente avec le temps en raison des processus de dégradation, de l'augmentation des charges d'exploitation et des changements des conditions opérationnelles. L'apparition de défaillances locales peut déclencher des phénomènes d'effondrement progressif ; toutefois, dans de nombreux cas, ces défaillances ne conduisent pas à la perte globale de la structure. Cette observation met en évidence la nécessité de comprendre les mécanismes résistants latents qui permettent aux ponts en treillis métallique de résister à la perte locale de l'un quelconque de leurs composants sans déclencher un effondrement progressif.

L'élaboration de l'état de l'art relatif aux effondrements et à la robustesse structurelle des ponts a permis d'identifier une lacune concernant la caractérisation systématique de ces mécanismes dans les ponts en treillis métallique. Alors que, dans le domaine des bâtiments, cette ligne de recherche a conduit à l'établissement de règles prescriptives et de méthodologies de conception consolidées, dans le domaine des ponts, le développement reste limité et manque de preuves expérimentales systématiques.

La présente thèse de doctorat comble cette lacune par une évaluation exhaustive de la robustesse structurelle d'un pont en treillis métallique représentatif, en s'appuyant principalement sur une étude expérimentale à grande échelle. Le modèle expérimental a été conçu en appliquant la théorie de la similitude appuyée sur l'analyse dimensionnelle, garantissant une reproduction fiable du comportement structurel et des processus de redistribution des charges. Un large ensemble de scénarios de défaillance correspondant à la perte d'éléments appartenant à différents niveaux structurels a été testé, sous des configurations de charge équivalentes à celles du pont réel. La réponse structurelle a été enregistrée au moyen d'un plan de surveillance étendu, permettant d'analyser, au niveau de l'élément, de la fonctionnalité structurelle et du système global, l'activation de chemins alternatifs de charge (ALP) et le développement de mécanismes résistants. Le modèle a également été conduit jusqu'à la rupture globale par chargement incrémental afin

d'étudier son comportement en régime non linéaire. Les résultats expérimentaux ont été complétés par des simulations numériques et des interprétations analytiques fondées sur la mécanique des structures, permettant une étude systématique de tous les scénarios de défaillance de composants individuels et de leur influence sur la réponse structurelle.

Comme contribution principale, six mécanismes résistants latents ont été identifiés et caractérisés, décrivant la réponse structurelle du pont face à différents scénarios de défaillance et expliquant sa capacité à éviter l'effondrement progressif sous certaines conditions.

Les résultats constituent une contribution à la compréhension fondamentale du comportement structurel face à des défaillances locales dans les ponts en treillis métallique et établissent une base conceptuelle et méthodologique pour l'évaluation de leur robustesse structurelle. La caractérisation systématique de ces mécanismes fournit des critères techniques pouvant servir de référence pour le développement futur de méthodologies de conception, d'évaluation et de surveillance visant à améliorer la sécurité et la résilience de ces infrastructures.

Mots-clés : Robustesse Structurelle, ALP, Mécanismes Résistants, Ponts en Treillis d'Acier, Effondrement Progressif

Resum

Les xarxes de transport terrestre constitueixen un dels principals pilars de la societat, essent essencials per al seu funcionament social i econòmic. En aquest context, la resiliència de les seues infraestructures resulta clau davant adversitats i esdeveniments extrems. Entre els seus elements més crítics es troben els ponts, la vulnerabilitat dels quals augmenta amb el temps a causa de processos de deteriorament, increments en les càrregues de servei i canvis en les condicions operacionals. L'aparició de fallades locals pot desencadenar fenòmens de col·lapse progressiu; no obstant això, en nombrosos casos, aquestes fallades no condueixen a la pèrdua global de l'estructura. Aquesta observació planteja la necessitat de comprendre els mecanismes resistents latents que permeten als ponts de gelosia metàl·lica resistir la pèrdua local de qualsevol dels seus components sense desencadenar un col·lapse progressiu.

La construcció de l'estat de l'art sobre col·lapses i robustesa estructural en ponts va permetre identificar un buit relatiu a la caracterització sistemàtica d'aquests mecanismes en ponts de gelosia metàl·lica. Mentre que en edificis aquesta línia d'investigació ha derivat en regles prescriptives i metodologies de disseny consolidades, en ponts el desenvolupament és encara limitat i manca d'evidència experimental sistemàtica.

La present tesi doctoral aborda aquesta bretxa mitjançant l'avaluació exhaustiva de la robustesa estructural d'un pont de gelosia metàl·lica representatiu, prenent com a eix central un estudi experimental a gran escala. El model experimental va ser dissenyat aplicant la teoria de la similitud recolzada en l'anàlisi dimensional, garantint la reproducció fiable del comportament estructural i dels processos de redistribució de càrregues. Es va assajar un ampli conjunt d'escenaris de fallada corresponents a la pèrdua d'elements pertanyents a diferents nivells estructurals, sota configuracions de càrrega equivalents a les del pont real. La resposta estructural es va registrar mitjançant un pla de monitoratge extensiu, permetent analitzar, a nivell d'element, funcionalitat estructural i sistema global, l'activació de camins alternatius de càrrega (ALP) i el desenvolupament de mecanismes resistents. El model va ser a més portat fins a la fallada global mitjançant càrrega incremental per a estudiar el seu comportament en règim no lineal. Els resultats experimentals es van complementar amb simulacions computacionals i interpretacions analítiques fonamentades en la mecànica estructural, possibilitant un estudi sistemàtic de

tots els escenaris de fallada de components individuals i la seua influència en la resposta estructural.

Com a principal contribució, es van identificar i caracteritzar sis mecanismes resistents latents que descriuen la resposta estructural del pont davant diferents escenaris de fallada i expliquen la seua capacitat per a evitar el col·lapse progressiu sota determinades condicions.

Les troballes constitueixen una aportació a la comprensió fonamental del comportament estructural davant fallades locals en ponts de gelosia metàl·lica i estableixen una base conceptual i metodològica per a l'avaluació de la seua robustesa estructural. La caracterització sistemàtica d'aquests mecanismes proporciona criteris tècnics que poden servir de referència per al desenvolupament futur de metodologies de disseny, avaluació i monitoratge orientades a millorar la seguretat i resiliència d'aquestes infraestructures.

Paraules clau: Robustesa Estructural, ALP, Mecanismes Resistents, Ponts de Gelosia d'Acer, Col·lapse Progressiu

Capítulo 1. Introducción y Objetivos

1.1 Introducción

Las redes de transporte terrestre constituyen uno de los principales pilares de la sociedad, siendo esenciales para su correcto funcionamiento desde el punto de vista social y económico. Por este motivo, su resiliencia es clave para hacer frente a posibles adversidades y eventos extremos que puedan afectarlas. Uno de los principales activos de estas infraestructuras son los puentes, que, dentro de las redes de carreteras y ferroviaria, representan algunos de los elementos más críticos desde el punto de vista estructural. La seguridad de estas redes es, por tanto, un aspecto fundamental para cualquier país, tanto en términos de costes directos, como pérdidas humanas o costes de reparación, como de costes indirectos, asociados a interrupciones operacionales y desvíos.

Con el paso de los años, los puentes se vuelven más vulnerables debido a la acumulación de procesos de deterioro, así como a cambios en las condiciones de servicio, entre los que destaca el incremento de las cargas que deben soportar respecto a aquellas consideradas en su diseño original. Este fenómeno es especialmente relevante en el caso de los puentes envejecidos que continúan en servicio y que, en ocasiones, presentan fallos estructurales que tienden a incrementarse con el paso del tiempo.

Por ejemplo, al comienzo del nuevo milenio, en Portugal se registró una de las catástrofes de mayor impacto en cuanto a infraestructura de transporte. El puente Hintze Ribeiro colapsó de forma repentina dejando 59 víctimas mortales (Fig. 1.1). Años más tarde, al otro lado del Atlántico, en la ciudad de Minneapolis (EEUU) ocurrió un colapso súbito de uno de sus puentes más representativos, el I-35W, con un balance de 13 víctimas mortales y 145 personas heridas (Fig. 1.2). El problema se hizo evidente en el año 2018 con el colapso del viaducto Polcevera en Italia, que se desplomó causando la muerte de 43 personas (Fig. 1.3). Todos estos casos bien conocidos fueron razones más que suficientes por las que, gobiernos, administraciones públicas y la comunidad académica en general centraron su atención en el estado de su infraestructura.



Fig. 1.1. Colapso del puente Hintze Ribeiro. Fuente: (Rodrigues, 2021)



Fig. 1.2. Colapso del puente I-35W. Fuente: (Thornton Tomasetti, 2008), cortesía del MnDOT



Fig. 1.3. Colapso del viaducto de Polcevera. Fuente: (Financial Times, 2018)

Esta situación provocó que se llevaran a cabo diversas evaluaciones para determinar si existía un riesgo inminente de fallo, o incluso de colapso, de multitud de puentes. El resultado: un diagnóstico desfavorable del estado actual de la infraestructura. Para la ASCE, el 7,5 % de los puentes en los Estados Unidos fueron calificados como “estructuralmente deficientes” (American Society of Civil Engineers, 2021), mientras que la Comisión de Ordenación del Territorio y Desarrollo Sostenible en Francia identificó que el 6 % de todos los puentes se encontraba en “mal” o “muy mal estado estructural” (Sénat de la République française, 2019).

En paralelo, se intensificaron los análisis y estudios sobre colapsos de puentes desde el ámbito de la ingeniería forense, lo que permitió identificar las distintas causas y mecanismos que los caracterizan. Dicha caracterización se ha basado, en gran medida, en la descripción del evento desencadenante, la localización del elemento estructural involucrado y la comprensión de los mecanismos asociados a la propagación del fallo.

Estos fallos locales/iniciales pueden ocurrir en un solo elemento o zona de la estructura, y se asocian a diversas razones (corrosión, fatiga, impacto, terremoto, etc.). La aparición del fallo produce cambios estructurales importantes en las áreas donde ocurre y, si se propaga, puede resultar en un colapso desproporcionado. A este fenómeno de fallo local que se propaga y termina siendo desproporcionado se lo denomina colapso progresivo.

No obstante, el fallo de un elemento estructural no necesariamente se traduce en el colapso de la estructura. Casos como los acontecidos en el Hernando de Soto Bridge (Tennessee, EE. UU.), en el Delaware River–Turnpike Toll Bridge (Pennsylvania, EE. UU.) o en el Viaducto de Contreras (España) son ejemplo de ello. En los tres casos, la presencia de fracturas claramente identificables (Fig. 1.4, Fig. 1.5 y Fig. 1.6) no comprometió la estabilidad global del puente debido a la activación de mecanismos resistentes latentes que limitaron la propagación del fallo. Estos ejemplos motivan una cuestión clave que se investiga en esta tesis doctoral: ¿Por qué algunos puentes colapsan y, en cambio, otros no?



Fig. 1.4. Fractura por fatiga en el puente Hernando de Soto. Fuente: (Brawner, 2021), cortesía del ArDOT



Fig. 1.5. Fractura por fatiga en el Delaware River Turnpike Bridge. Fuente: (Laughlin, 2017), cortesía de la Turnpike Comission



Fig. 1.6. Fractura por fatiga en el Viaducto de Contreras. Fuente: (Franc Levantina,2013)

Los puentes presentan sensibilidades diferenciadas frente a los distintos tipos de daño. Por esta razón, el estudio de fallos, colapsos y mecanismos en puentes está directamente ligado a la robustez estructural, definida por varios autores como la “insensibilidad de una estructura frente a un daño inicial”. Esta disciplina ha sido ampliamente estudiada en el campo de las estructuras de edificios, donde el análisis de los fallos locales y su propagación ha permitido comprender como se redistribuyen las cargas y caracterizar los mecanismos de resistencia que ayudan a controlar el colapso progresivo (Adam et al., 2018).

En el caso de los puentes, esta línea de investigación aún no está consolidada. Casos como los de Delaware, Hernández de Soto y Contreras muestran que los puentes de celosía metálica, especialmente los de cierta antigüedad, son proclives a presentar fallos estructurales a nivel de elemento, pero que, sin embargo, no ven comprometida su estabilidad global y se mantienen en pie.

Si bien se han realizado algunos estudios experimentales y mediante modelos computacionales, los escenarios de fallo evaluados son limitados y se circunscriben a determinados elementos de las celosías principales. De igual manera, el estudio de los mecanismos resistentes se aborda de forma muy superficial, limitándose prácticamente a su mera enunciación como conclusión de análisis concretos.

De este modo, el objetivo general de la presente tesis doctoral es **identificar y caracterizar los mecanismos resistentes latentes de los puentes de celosía metálica, con el fin de prevenir el colapso progresivo.**

Para su consecución, se evaluará la robustez estructural de este tipo de puentes mediante un estudio sistemático de la respuesta estructural frente a un amplio conjunto de fallos locales, reproducidos experimental y computacionalmente a partir de un caso real, que se abordará a través del cumplimiento de una serie de objetivos específicos:

- Estudiar experimentalmente el efecto de diferentes escenarios de fallo en un modelo a gran escala, diseñado y construido para capturar con fiabilidad los cambios inducidos en la respuesta estructural de un puente de celosía metálica, considerando la pérdida de elementos pertenecientes a distintos niveles estructurales.

- Complementar el estudio experimental mediante simulaciones computacionales orientadas a analizar todos los escenarios de fallo de elementos individuales del puente.
- Evaluar exhaustivamente la respuesta estructural del puente ante cada tipo de fallo, mediante un análisis sistemático que abarque la respuesta a nivel de elemento, de funcionalidad estructural y del sistema global del puente.
- Identificar y caracterizar los mecanismos resistentes latentes asociados a los distintos tipos de fallo, a partir de los resultados experimentales y apoyados en simulaciones computacionales, con el fin de proporcionar una base para el desarrollo de estrategias de monitorización de daños y servir como referencia para el desarrollo de criterios normativos orientados a mejorar la robustez de los puentes.

1.2 Contenido

Para abordar los objetivos planteados, la tesis doctoral se estructura en diferentes capítulos, y las referencias bibliográficas se incluyen al final del documento. Una breve descripción de cada uno de ellos se presenta a continuación:

Capítulo 1: En el primer capítulo se introduce la problemática y se justifica la necesidad de llevar a cabo una evaluación profunda de la robustez en un puente de celosía metálica, presentando los objetivos generales y específicos que orientan el desarrollo de la tesis doctoral.

Capítulo 2: Se presenta una revisión del estado del arte en relación con los colapsos y la robustez en puentes. Se analizan en detalle varios casos de colapso, se introducen los conceptos básicos asociados al colapso progresivo y a la robustez y se presentan las investigaciones más relevantes en este ámbito.

Capítulo 3: Se presenta la metodología adoptada en la tesis doctoral. En este capítulo se describe el caso real de estudio, se establecen las bases para diseñar y construir el modelo experimental que reproduzca de manera fiable la redistribución de cargas y la activación de mecanismos resistentes, se definen y justifican los escenarios de fallo a reproducir, se establece el plan de monitorización, especificando el tipo, la cantidad y la ubicación de los sensores, y se describe detalladamente el protocolo experimental.

Capítulo 4: En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en el desarrollo de la campaña experimental. Para ello, se definen una serie de indicadores y se evalúa de manera exhaustiva la respuesta del puente ante diferentes escenarios de fallo, así como cómo cada uno de ellos repercute en la activación de caminos alternativos de carga y en el desarrollo de mecanismos resistentes latentes. Posteriormente, dichos resultados se complementan y confirman mediante simulaciones computacionales del fallo individual de cada uno de los componentes del puente, y se acompañan de una discusión analítica desarrollada desde el marco de la mecánica estructural.

Capítulo 5: Este capítulo presenta las principales conclusiones de la tesis doctoral. En él se integran los resultados obtenidos a partir de la campaña experimental y de las simulaciones computacionales. Se sintetiza la identificación y caracterización de los mecanismos resistentes latentes en relación con cada tipo de fallo. Asimismo, se plantean las líneas de investigación futuras que se derivan del trabajo desarrollado.

1.3 Marco del proyecto y producción científica asociada

El desarrollo de esta tesis doctoral se enmarca en el proyecto “***Pont3: Enfoque interdisciplinar eficiente para anticipar la propagación de fallos en puentes que sobrepasan su vida útil – Fallos locales y colapso progresivo***”, financiado por el Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades a través de la Agencia Estatal de Investigación (Proyecto PID2021-124236OB, financiado por MCIU/AEI/10.13039/501100011033 y por ERDF/EU).

Pont3 es un proyecto coordinado entre la Universitat Politècnica de València, la Universitat Politècnica de Catalunya y la Universidade de Vigo, cuyo objetivo es desarrollar un enfoque holístico y rentable para anticipar la propagación de fallos en puentes envejecidos y contribuir así a la prevención de colapsos estructurales.

Asimismo, las contribuciones científicas derivadas de este proyecto, en las cuales el autor de esta tesis ha participado activamente, realizando aportaciones científicas relevantes y que guardan relación directa con el trabajo aquí presentado, son las siguientes:

- Artículo en Nature (2025): Reyes-Suárez, J. C., Buitrago, M., Barros, B., & Adam, J. M. (2025). Robustness-based conservation of ageing steel truss bridges. *Nature*, 638(8051), 312-318. <https://doi.org/10.1038/s41586-025-09300-8>.
- Proceedings - SDSS Barcelona (2026): Reyes-Suárez, J. C., Buitrago, M., Lázaro, C., Barros, B., & Adam, J. M. (2025). Robustness of ageing steel bridges. En E. Real & E. Mirambell (Eds.), *SDSS 2025 International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures* (ce/papers, 8(6), 238-243). Ernst & Sohn. <https://doi.org/10.1002/cepa.70053>.
- Proceedings SAHC 2025 - Lausana (2025): Reyes-Suárez, J. C., Buitrago, M., Barros, B., & Adam, J. M. (2026). Conservation of ageing steel bridges through robustness and monitoring. En S. Saloustros & K. Beyer (Eds.), *Structural analysis of historical constructions: SAHC 2025* (Vol. 2, pp. 243-255). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-032-16767-5_20.
- Proceedings DinEst 2024 - Sevilla (2024): Reyes-Suárez, J. C., Buitrago, M., Barros, B., López, S., & Adam, J. M. (2024). Dynamic evaluation of a scaled-down bridge subjected to sudden member losses. En A. Martínez de la Concha et al. (Eds.), *Proceedings of the DinEst: 3rd Conference on Structural Dynamics* (pp. 176-184). Sevilla, España: Universidad de Sevilla.

Capítulo 2. Estado del Arte

Este capítulo corresponde a una revisión extensa y exhaustiva del estado del arte sobre los estudios y publicaciones disponibles hasta el momento sobre el colapso progresivo y la robustez estructural de los puentes. La presente revisión del estado de la técnica permitirá al lector situar los avances realizados e identificar los ámbitos de mejora pendientes y que esta tesis aborda parcialmente.

Para abordar el tema, la primera parte del capítulo se centrará en presentar información sobre fallos y colapsos relevantes en puentes. Posteriormente, se revisarán los conceptos generales y definiciones que permiten introducir el término de robustez estructural, cómo se aplica a los puentes y su diferencia respecto del estado de la técnica en el ámbito de los edificios. Más adelante, se presentan diferentes estudios sobre la robustez estructural de puentes, clasificados según su material de construcción, su configuración estructural y su tipología. Finalmente, se presenta una discusión sobre los aspectos más relevantes y cómo esta investigación pretende reducir la brecha del conocimiento.

2.1 Radiografía de colapsos en puentes en los últimos 200 años

El estudio de la robustez en puentes, como se verá más adelante, se relaciona directamente con la capacidad de este tipo de estructuras de presentar una cierta insensibilidad al daño local, a su propagación y, subsecuentemente, al colapso progresivo. Por esta razón, es importante hacer una revisión de casos en los cuales el estudio del colapso en puentes haya sido analizado en profundidad. Para este propósito se consultaron las bases de datos bibliográficas de “Scopus” y “Web of Science” y la información recolectada va desde principios del siglo XIX hasta nuestros días. En los siguientes párrafos se presentará una pequeña revisión de algunos de los casos más representativos seguidos de una tabla resumen en la que se exponen todos los casos estudiados.

Las referencias presentadas a continuación corresponden al esfuerzo de diferentes autores por evaluar y cuantificar fallos y colapsos desde enfoques estadísticos, encontrando correspondencia entre las causas, edad y tipología entre otros, y desde la patología estructural, analizando al detalle todas las variables relacionadas con el fallo o colapso de la estructura.

En consecuencia, la primera parte de esta revisión del estado del arte se centrará en resaltar los principales estudios sobre colapso de puentes en los que se haga un tratamiento estadístico y se pueda obtener una idea general de los colapsos en puentes y las causas asociadas.

2.1.1 Perspectiva general del colapso en puentes

Uno de los primeros estudios es el presentado por (Hadipriono, 1985), en el cual se recopiló información sobre fallos estructurales importantes en edificios y puentes entre 1977 y 1981. En el estudio se analizaron fallos en 57 puentes para los cuales los de viga metálica de alma llena (24,6%) y celosía metálica (22,8%) representan casi la mitad de los puentes estudiados. Respecto al origen del fallo, los autores encontraron que el 53% de los fallos se asociaba a causas externas (inundaciones, colisiones, terremotos, tormentas, etc.) mientras que el 21 % se relacionaba con deficiencias en la construcción. Una investigación similar, pero con una base de datos más amplia, se publicó en (Wardhana & Hadipriono, 2003), donde se estudiaron fallos y colapsos en más de 500 puentes en los Estados Unidos entre 1989 y 2000 (Fig. 2.1). El estudio buscaba relacionar estos fallos con la edad del puente, el tipo de amenaza y su tipología. Los resultados evidenciaron que los fallos en los puentes estudiados se asociaban a eventos externos (83%) en contraposición a fallos asociados a causas internas (11%) como errores de diseño, construcción y deterioro. Al igual que en el (Hadipriono, 1985), las tipologías que presentaban una mayor frecuencia de daños y/o colapso fueron la viga de acero de alma llena y la celosía que, sumados, representan un 50 % de los fallos.

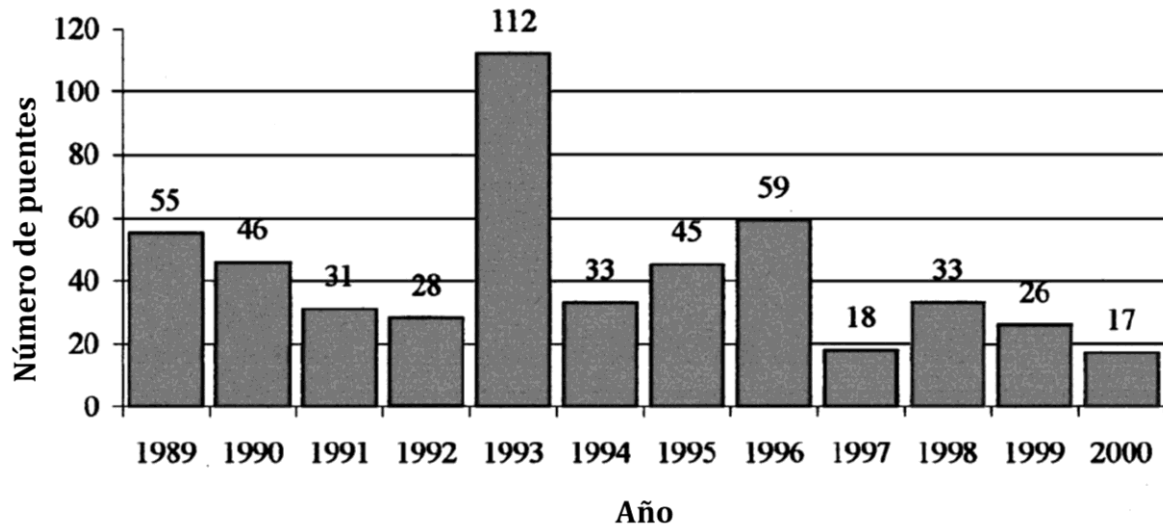


Fig. 2.1. Número de fallos en puentes según año de ocurrencia. Adaptado de (Wardhana & Hadipriono, 2003)

En la medida que causas externas vinculadas a eventos extremos representan, en muchos casos, una de las principales amenazas para la integridad estructural de los puentes, el estudio presentado en (Montalvo et al., 2020) aborda los colapsos en puentes relacionados con grandes inundaciones, oleaje e incrementos del nivel del mar, arrastre de materiales y daños por socavación. En consecuencia, los autores investigaron el colapso de 433 puentes vehiculares en los Estados Unidos en el periodo comprendido entre 1992 y 2017. Entre ellos, 239 (55%) colapsaron por eventos hidrológicos extremos. Sumado al peso de los colapsos por eventos hidrológicos extremos, los autores hicieron énfasis en una estadística muy preocupante en la que el 67 % de los colapsos ocurrieron durante eventos de inundación con periodo de retorno menor a los 100 años y, por ende, evidenciando fallos en el diseño y construcción, pero, sobre todo, un deterioro asociado a los fenómenos de socavación que no fue detectado a tiempo. Continuando los eventos hidrológicos extremos, en (Pucci et al., 2023) se estudiaron los efectos de las inundaciones del 2021 en Alemania. A través de la construcción de una base de datos de 250 puentes y herramientas de normalización, discretización y agrupación, construyeron curvas de fragilidad que permitieron corroborar que el daño por socavación es una de las causas predominantes del colapso.

Pasando a un enfoque más regional, en (Muñoz Diaz et al., 2009) se reunió información sobre fallos y colapsos en 63 puentes en Colombia entre los años 1986 y 2001. En el caso de Colombia, la principal causa externa de los colapsos de puentes en Colombia fueron los

atentados terroristas y, al analizar la tipología y materiales, los colapsos en puentes de acero se asociaban a deficiencias estructurales (errores en el diseño, fallas en las conexiones, deterioro y fatiga) mientras que los colapsos de puentes de hormigón se asociaban a fenómenos de socavación y sobrecarga. El caso italiano para el periodo comprendido entre el año 2000 al año 2023 se analizó en (D'Angelo et al., 2025), construyendo una base de datos de 246 colapsos de puentes para analizar sus características, causas y consecuencias. Los resultados obtenidos por los investigadores no distaron mucho de las investigaciones presentadas anteriormente, el 83.7 % de los colapsos se atribuyeron a causas naturales, entre los cuales la causa predominante se asociaba a eventos hidrogeológicos extremos.

Las estadísticas generales de fallos y colapsos de puentes de acero se abordaron en (Biezma & Schanack, 2007) y (Imam & Chryssanthopoulos, 2012). Según los autores, para bases de datos que incluían colapsos en los últimos 200 años, las causas de colapso más comunes se asociaron a causas externas (40%), errores en el diseño (22%) y al limitado conocimiento que se tenía de estas estructuras en la época de su construcción (22%).

Conservando el enfoque en los puentes de acero, en (López et al., 2023) se llevó a cabo un estudio para identificar los eventos que desencadenaban el colapso en puentes de celosía metálica. Los autores construyeron una base de datos, con alto nivel de detalle, seleccionando 25 puentes e identificando la amenaza, el tipo de fallo local y la proporción del colapso. Los autores lograron identificar que el fallo más común en este tipo de puentes se asocia a la rotura de los elementos que componen la celosía, entre los cuales los cordones y montantes presentan una mayor frecuencia de fallo. Sin embargo, también identificaron que el fallo de las cartelas presenta una alta tasa de propagación del fallo local hacia el colapso progresivo.

A partir de los estudios analizados en los párrafos anteriores, se observa que las causas externas como inundaciones, tormentas, terremotos, colisiones y cargas superiores a las reglamentarias, son principales causantes del colapso de puentes. De hecho, los colapsos asociados a estos eventos oscilan entre el 40 % y el 83 % según la ventana espacio temporal analizada. Entre las causas externas, los eventos hidrológicos extremos son responsables de hasta el 53% de los colapsos, entre los cuales, el daño por socavación en

los cimientos fue el más representativo (Montalvo et al., 2020) llegando a tener un peso de hasta el 17 % (Wardhana & Hadipriono, 2003).

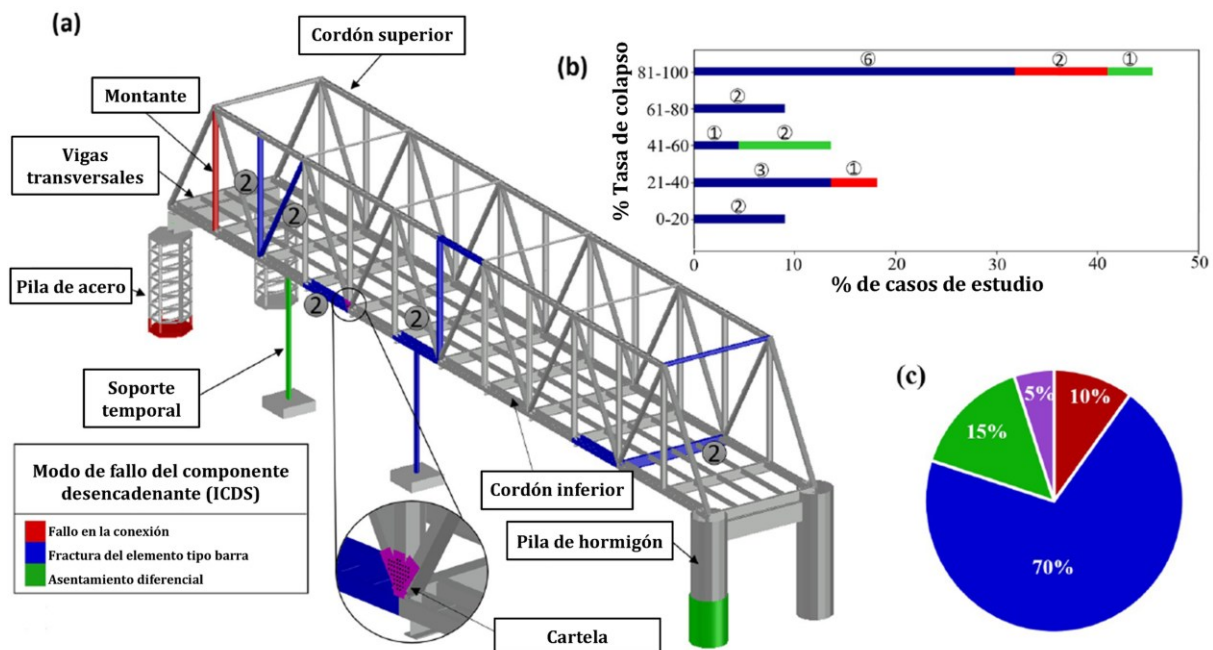


Fig. 2.2. Frecuencia de fallo de los elementos en un puente de celosía metálica. Adaptado de (López et al., 2023)

Aunque presentan una mayor variabilidad, las causas internas asociadas a errores en el diseño, deterioro y falta de mantenimiento, y errores en la concepción y/o construcción se elevan como la segunda causa de colapso de puentes. En (Hadipriono, 1985) los errores durante la construcción llegan a representar el 21 % de los colapsos mientras que el 18 % se asociaron al deterioro y falta de mantenimiento, específicamente, a fenómenos de corrosión y fatiga. En (Biezma & Schanack, 2007) se atribuye a deficiencias estructurales y de diseño el 25 % de los colapsos, y en (Imam & Chryssanthopoulos, 2012) se indicó que el 22 % de los colapsos se podía asociar a las limitaciones en el conocimiento en el momento de la concepción.

Finalmente, en lo que respecta a los puentes de acero, se pueden identificar varias conclusiones generales sobre las causas del colapso y el tipo de fallo que lo desencadena. En (Wardhana & Hadipriono, 2003) se identificó que los puentes de acero presentaban

una mayor frecuencia de colapso que los otros tipos (50%), entre los cuales, los puentes de vigas y de celosía exhibieron una mayor incidencia entre los colapsos analizados. En lo que respecta al tipo de fallo local, la investigación presentada en (Imam & Chryssanthopoulos, 2012) permitió identificar que la fatiga, las fracturas y el pandeo son aquellos que desencadenan el colapso con más recurrencia (38%).

Lo expuesto anteriormente permite obtener una visión general sobre el colapso de puentes desde una perspectiva estadística. Se revisaron diversas referencias que abordaban el fenómeno a partir del análisis de cientos de fallos y colapsos, en los que se identificaron variables como el material, la tipología, la causa asociada y el fallo local. Sin embargo y para poder continuar hay que matizar las conclusiones parciales que se obtuvieron a lo largo de estas páginas. Los estudios no pueden tomarse como una regla general para el análisis del colapso en puentes. Todas las referencias parten de un conjunto de puentes que pertenecen a un marco espaciotemporal concreto, y las frecuencias e incidencias carecen de normalización.

Una vez revisadas las aproximaciones estadísticas, conviene pasar a un análisis más detallado, desde la perspectiva de la patología estructural, que permita identificar los fallos locales y sus mecanismos de propagación. En la literatura se encuentran varios intentos por reunir los casos y darles explicación, tanto de forma particular, analizando un caso en específico, como en conjunto, asociando varios eventos de colapso de puentes que comparten alguna característica, como ubicación, tipología o tipo de colapso. Esta sección es un intento por reunir esta información y ensamblarla, bajo forma de tabla, para dar una visión general sobre el fallo local, su propagación y, posteriormente, el colapso del puente.

2.1.2 Análisis de casos de colapso en puentes

La revisión de las bases de datos permitió identificar 108 referencias en las que se documentaron, en detalle, 67 colapsos de puentes en las últimas décadas. Antes de pasar a analizar los colapsos en detalle, resulta conveniente presentar la distribución geográfica de los colapsos documentados (Fig. 2.3), así como la distribución de países de afiliación de los autores por cada artículo publicado (Fig. 2.4). El análisis de la relación entre las distribuciones permite evidenciar que los Estados Unidos, China e Italia son los países en

los cuales se documentaron el mayor número de colapsos, indicativo de una buena red de detección de colapsos respaldada por los diferentes centros de investigación académica de estos países.

Es igualmente pertinente hacer un breve repaso de la distribución temporal de los colapsos documentados y de sus publicaciones asociadas. En las Fig. 2.5 y Fig. 2.6 se presentan histogramas de frecuencia respecto a los colapsos documentados y los artículos publicados sobre este tema. Resulta interesante señalar cómo a partir de los años 2000, el estudio de colapsos adquirió mayor relevancia, señalando una clara tendencia al aumento en la literatura dedicada a los colapsos en puentes.

Sin más consideraciones previas, se presenta la tabla completa de los colapsos de puentes. En ella se puede observar información relativa al nombre, tipo y ubicación del puente en consideración, las fechas del colapso, las referencias bibliográficas asociadas, así como el posible fallo local y cómo se propagó para provocar en el colapso parcial o total del puente.

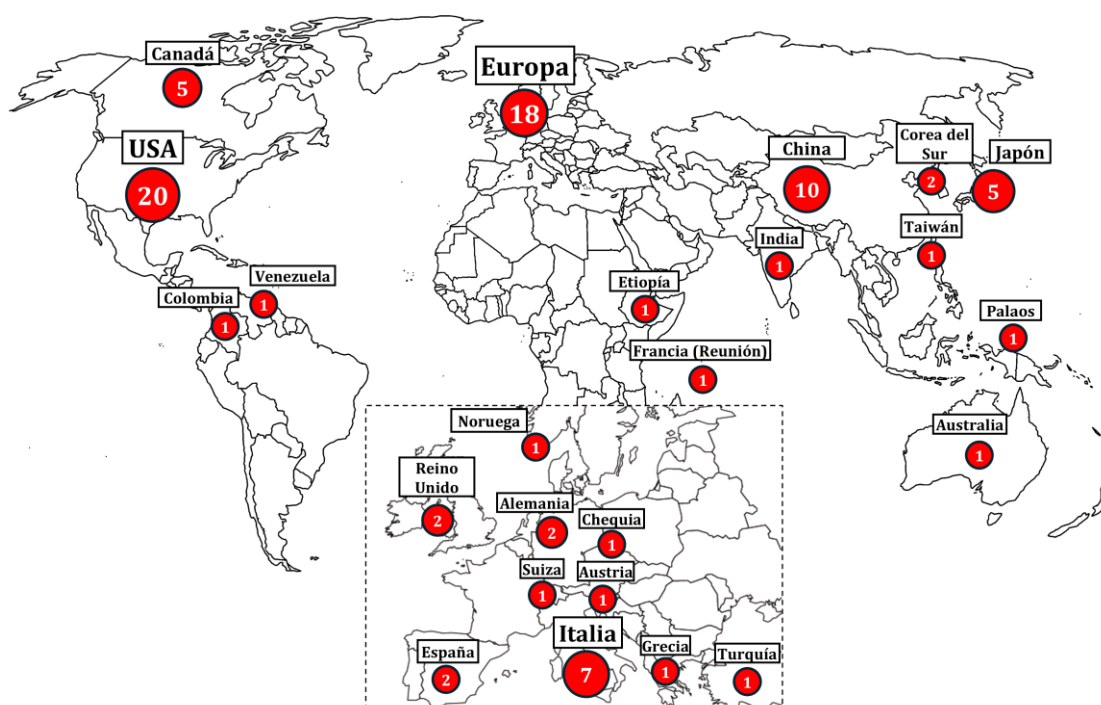


Fig. 2.3 Distribución geográfica de los colapsos documentados

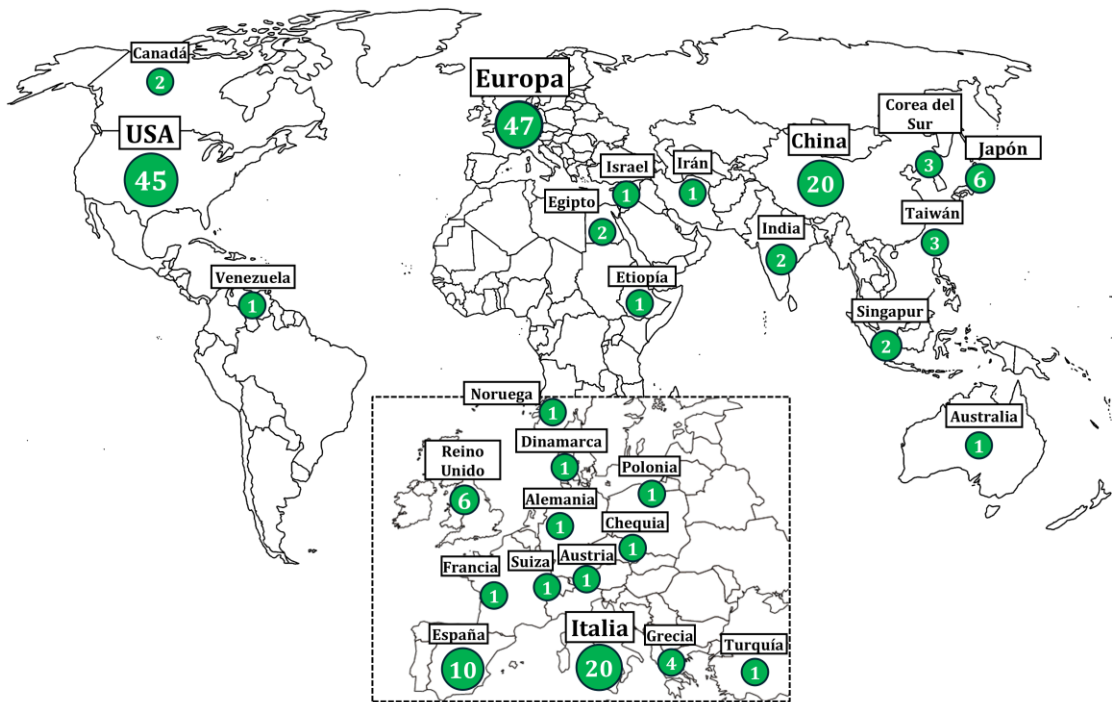


Fig. 2.4. Distribución geográfica de la participación nacional en artículos sobre casos documentados de colapso¹

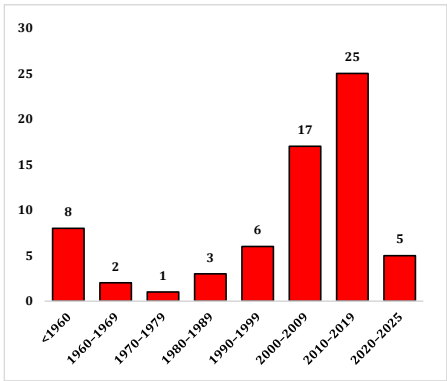


Fig. 2.5 Distribución temporal de colapsos de puentes documentados

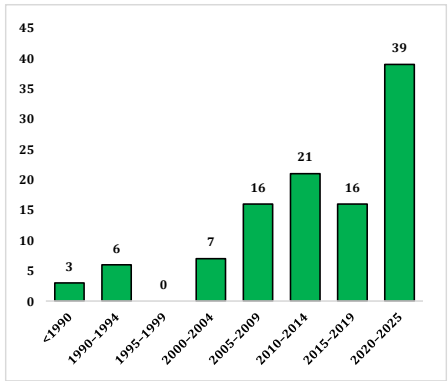


Fig. 2.6 Distribución temporal de publicaciones científicas sobre colapsos de puentes

¹ El conteo refleja la frecuencia de participación nacional en artículos asociados a casos documentados de colapso. Cada país se contabiliza una vez por artículo en el que aparece afiliación correspondiente, independientemente del número de autores del mismo país dentro del artículo

Tabla 2.1 Consolidación de colapsos de puentes documentados en literatura científica

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Puente de Neinburg	Puente atirantado	Alemania (1825)	Fallo de tirantes por deficiencias en los materiales, error de diseño y sobrecarga.	Con el fallo de los tirantes se indujo una sobrecarga sobre una de las torres y los estribos desencadenaron el colapso.	(Biezma & Schanack, 2007; Birnstiel, 2013a, 2013b)
Ashtabula Bridge	Puente de celosía de hierro	Ohio, E.E.U.U (1876)	Fallo de la conexión entre el cordón superior y la diagonal por fatiga y errores de manufactura	Pandeo sucesivo de los miembros sujetos a compresión, acompañado de pérdida de estabilidad de la estructura.	(Gasparini & Fields, 1993)
Tay Bridge	Puente de celosía de hierro	Escocia (1879)	Fallo por fractura en los elementos de los arriostramientos de las pilas de celosía ante cargas de viento y el paso del tren	Rotura de los arriostramientos horizontales y fallo por fuerzas cortantes en las orejetas de conexión (que actúan como cartelas de anclaje para las diagonales), seguido del vuelco de la pila y, finalmente, de la pérdida de estabilidad del tablero.	(Biezma & Schanack, 2007; Jones, 1994)
Bussey Bridge	Puente de celosía de hierro	Massachusetts, E.E.U.U. (1887)	Fallo en las vigas transversales que se soportaban mediante un sistema de tensores, asociado a errores de diseño.	El puente contaba con un sistema de tensores que se encargaba de sostener las vigas transversales y de transmitir la carga a la celosía. Con el paso del tren, fallaron los tensores y las vigas transversales y se desencadenó el colapso del puente.	(Pennington, 2009)
Puente sobre el río Birz	Puente de celosía de acero	Suiza (1891)	Fallo por pandeo en los cordones superiores. La estructura no contaba con arriostramiento lateral y la resistencia a la compresión del elemento se calculó sobre bases normativas deficientes.	Posible propagación del fallo debido a la sobrecarga de los elementos vecinos durante el colapso.	(Biezma & Schanack, 2007)
Puente sobre el río Peene	Puente de celosía de acero	Alemania (1900)	Errores en el proceso constructivo durante el refuerzo estructural, en el que se autorizó el tránsito de trenes sin haber terminado la sustitución de los remaches por pernos.	No se especifica, pero se describe una sucesión de grandes deflexiones y pandeos de elementos, lo que hace pensar que el colapso se origina por procesos de sobrecarga y fallos sucesivos.	(Biezma & Schanack, 2007)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Quebec Bridge	Puente de celosía de acero	Canadá (1907)	Error en el diseño en cuanto a la estimación de las cargas y la resistencia de los materiales que llevó al pandeo de uno de los cordones cercanos al apoyo del puente	Pandeos sucesivos y pérdida de capacidad del puente llevaron al colapso progresivo del mismo	(Pearson & Delatte, 2006)
Tacoma Narrows Bridge	Puente colgante	Washington, E.E.U.U (1940)	Fallo generalizado debido al flameo torsional del tablero (inestabilidad aeroelástica provocada por el viento y asociada a la baja rigidez torsional de la sección).	El colapso no fue fruto de ráfagas ni de una resonancia mecánica convencional, sino de un fenómeno de autoexcitación conocido como flameo torsional. Bajo un viento constante y moderado, la rotura de una abrazadera de sujeción en el centro del vano permitió que la estructura pasara de una flexión vertical a una torsión inestable y asimétrica. En este escenario de "amortiguamiento negativo", el propio movimiento del puente interactuaba con el flujo de aire para extraer energía de él, aumentando la amplitud de la oscilación de forma descontrolada hasta el fallo	(Ammann et al., 1941; Biezma & Schanack, 2007; Billah & Scanlan, 1991)
Puente de Showa	Puente de vigas metálicas	Japón (1964)	Fallo generalizado del tablero debido a un evento sísmico que provocó licuefacción del suelo y resonancia de la estructura.	Con la licuefacción del suelo, aumentó la longitud no arriostrada de las pilas, lo que ocasionó cambios en el periodo de la estructura. La estructura entró en resonancia, aumentando los desplazamientos y provocando el desencaje de los tableros	(Bhattacharya et al., 2014; Yoshida et al., 2007)
Silver Bridge	Puente colgante	West Virginia, E.E.U.U. (1967)	Fallo en el cable principal. Un defecto de fabricación, agravado por la fatiga, ocasionó el fallo en el terminal perforado (ojal) de una de las barras que integraban el cable principal.	El fallo del terminal perforado provocó una discontinuidad estructural en el cable del puente colgante. La estructural fue incapaz de redistribuir las cargas y/o activar algún camino alternativo de carga ocasionando el colapso súbito de la estructura	(Biezma & Schanack, 2007; Lichtenstein, 1993)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
West Gate Bridge	Puente de viga cajón de acero	Australia (1970)	Fallo en el tablero por un error en el proceso constructivo, en el que liberaron una de las conexiones.	La construcción del puente avanzaba en dos frentes y, en el punto de encuentro, las secciones presentaban un desnivel de 9 cm. Pretendieron solucionar el desnivel aplicando una sobrecarga en uno de los tramos, lo que provocó el pandeo de la sección. Para corregir el pandeo, decidieron liberar uno de los pernos, lo que desencadenó el colapso.	(Barber & Bull, 1971; Biezma & Schanack, 2007)
Ynys-y-Gwas Bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	Reino Unido (1985)	Fallo del sistema de pretensado asociado a procesos de deterioro por corrosión que afectaron los alambres de pretensado.	Con el fallo del alambre de pretensado, la capacidad de las vigas se vio seriamente comprometida, lo que imposibilitó cualquier redistribución de fuerzas y derivó en un colapso súbito.	(Woodward, 1989)
Schoharie Creek Bridge	Puente de vigas metálicas	New York, E.E.U.U (1987)	Fallo en las pilas por una fuerte inundación que indujo procesos de socavación de una de las pilas del puente	La socavación provocó la pérdida del soporte del cimientado de la pila, dejando el tablero sin apoyo y provocando un colapso súbito.	(LeBeau & Wadia-Fascetti, 2007; Storey & Delatte, 2003; Swenson & Ingraffea, 1991)
Cypress Double-Deck Bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	California, E.E.U.U (1989)	Fallo generalizado del tablero. Durante el evento sísmico de Loma Prieta se produjo una concentración de esfuerzos en la columna que conectaba los dos niveles	La concentración de tensiones provocó una falla por cortante en la columna, provocando el colapso del tablero superior sobre el inferior y, sucesivamente, el colapso del puente	(Meguro & Hakuno, 1994)
Ore Bridge	Puente de celosía de acero	Missouri, E.E.U.U (1991)	Errores en el proceso constructivo durante una reparación que provocaron el fallo de un cordón, afectado previamente por una reparación muy mal ejecutada.	El fallo del cordón provocó una redistribución de fuerzas y grandes desplazamientos.	(Thater & Velivasakis, 2000)
Haengju Grand Bridge	Puente atirantado	Korea (1992)	Fallo generalizado del tablero por error en el proceso constructivo: mientras se ensamblaba el tablero, la carga sobre una de las pilas excedió su capacidad.	El tablero aún no contaba con los tirantes que conectaban la viga cajón con las torres. Con el fallo de la pila temporal, el tablero fue fallando secuencialmente, sección por sección, ocasionando el colapso progresivo	(Choi et al., 2006)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Seongsu Bridge	Puente de celosía de acero	Korea (1994)	Fallo por fatiga en la conexión del montante con la placa de unión en un punto de la soldadura y, posteriormente, fallo del montante.	El montante se unía a los demás elementos mediante un sistema de placa de unión con pasador. La unión se realizó mediante un cordón de soldadura con deficiencias constructivas, que falló por fatiga. Con el daño en la soldadura, el montante mal conectado falla por tracción, desencadenando el colapso parcial de un segmento importante del puente.	(Cho et al., 2001), (Kunishima, n.d.)
Hanshin Expressway	Puente de vigas de hormigón estructural	Japón (1995)	Durante el sismo de Kobe de 1995, las pilas fallaron por cortante. El fallo por cortante es producto de armado transversal insuficiente, modificación del periodo de la estructura y la amplificación del PGA por efectos del suelo.	Durante el evento sísmico, la capacidad de las pilas a fuerzas cortantes se ve superada, redistribuyendo las cargas hacia las pilas vecinas y aumentando la luz libre del tablero y, en consecuencia, propagando el efecto a lo largo de la estructura.	(Gazetas et al., 2006; Sakellariadis et al., 2020; Syngros et al., 2004)
State Route 69 Bridge	Puente de vigas metálicas	Tennessee, E.E.U.U (1995)	Fallo generalizado en el tablero por error en el momento de la construcción: Durante el izado, una de las vigas sufrió pandeo lateral torsional	Por problemas de fabricación y montaje, no se instalaron los sistemas de arriostramiento lateral. Con la carga del peso propio, la viga sufrió un pandeo lateral induciendo giros y torsiones en el elemento que, finalmente, provocaron el colapso de la estructura.	(Wojnowski et al., 2002; Q. Zhao et al., 2009)
Puente de Koror-Babeldaob	Puente de viga cajón de hormigón estructural	Palau (1996)	Fallo generalizado en el tablero de la viga cajón, por un error en el proceso constructivo. Durante un proceso de reparación, se pierde sección de hormigón (delaminación).	Con la pérdida de sección, la viga no pudo soportar las tensiones de compresión del sistema de pretensado. Se presenta una redistribución de fuerzas y la mitad del puente pasa a comportarse como simplemente apoyado generando tracciones en la parte superior, debilitando la capacidad de resistencia a fuerzas cortantes, desencadenando el colapso del puente	(Burgoyne & Scantlebury, 2008)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Boulevard du Souvenir Overpass	Puente de vigas de hormigón estructural	Canadá (2000)	Fallo generalizado del tablero durante la construcción. Giro y desplazamiento de todo el sistema de vigas, producto de la acumulación de efectos asociados a la ausencia de arriostramiento lateral y al uso inadecuado de apoyos deslizantes.	Al existir desplazamiento y giro de cada una de las vigas (sin ningún arriostramiento lateral) se produjo un fallo en cadena la que cada viga se apoya sobre la siguiente, provocando el colapso progresivo.	(Tremblay & Mitchell, 2006)
I-40 Oklahoma Bridge	Puente de vigas metálicas	Oklahoma, E.E.U.U. (2002)	Fallo en las pilas centrales del puente por el impacto de un barco remolcador.	Al perder una de las pilas, se perdió uno de los principales elementos de soporte. Sin la pila, las cargas y momentos que debía resistir el puente superaron su capacidad y terminaron provocando la falla sucesiva de tablero y pilas vecinos, provocando el colapso progresivo del puente.	(Aydin et al., 2012; National Transportation Safety Board, 2004)
Marcy Bridge	Puente de viga cajón de acero	New York, E.E.U.U (2002)	Fallo generalizado del tablero durante la construcción: Pandeo lateral torsional de la viga cajón principal debido a la sobrecarga de construcción.	La viga cajón en acero no contaba con arriostramientos laterales y, ante la sobrecarga de construcción sufrió un pandeo lateral torsional generando un giro y desestabilización del sistema que terminó en colapso.	(Corr et al., 2009)
Wimer Covered Bridge	Puente de celosía de madera	Oregón, E.E.U.U (2003)	Fallo en el cordón inferior por deterioro en la madera por ataque fúngico	La pérdida del cordón provocó una redistribución de cargas y sobrecarga en los demás elementos del puente. Este fenómeno se acompaña junto a un giro asociado al quiebre del sistema de triangulaciones (rotación articulada)	(Dethlefs & Martin, 2009)
Kinzua Bridge	Puente de vigas metálicas	Pennsylvania, E.E.U.U. (2003)	Fallo en la pila asociado a una combinación de efectos: cargas de viento por tornado e importante deterioro de pernos de anclaje al cemento de las torres.	Con el fallo de los pernos y ante cargas de viento significativas, la torres en celosía metálica (de altura muy considerable) presentaron importantes rotaciones y finalmente, vuelco, resultando en una reacción en cadena (tipo dominó) provocando el colapso progresivo.	(Leech et al., 2005, 2006)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Cimbrado del puente sobre el río Verde	Puente de celosía de acero	España (2006)	El sistema constructivo correspondía a un sistema de encofrado autodeslizante, en el que el marco de conexión entre las dos secciones presentó un fallo en los pernos de unión y en las soldaduras.	El aflojamiento de los pernos indujo concentraciones de esfuerzos que, posiblemente, llevaron a la fracturación de los rigidizadores y, desencadenando fallos sucesivos en los elementos de la celosía por la sobrecarga producto de la redistribución de esfuerzos	(Tanner & Hingorani, 2013)
Viaducto Caracas-La Guaira	Puente de arco con tablero superior (tímpano abierto)	Venezuela (2006)	Fallo en el arco por un deslizamiento de tierras, producto de la activación de una falla.	El desplazamiento provocó la aparición de momentos sobre el arco y su capacidad de resistencia a momentos se vio superada. El tablero terminó actuando como un puntal; se formó una rótula plástica en la corona del arco y generó el colapso del puente.	(Gabaldón, 2017)
Concorde Overpass	Puente de vigas de hormigón armado	Canada (2006)	Fallo de la ménsula que sostenía el tablero por errores en el diseño y de construcción, en combinación con procesos de deterioro por ciclos de hielo y deshielo químico (sal)	Cuando la sollicitación superó la capacidad de resistencia al corte, se comenzaron a presentar fisuras propias de este tipo de fallo. Luego, la fisura se propagó rápidamente y se produjo una falla súbita del apoyo y, finalmente, el colapso del puente.	(Mitchell et al., 2011)
Saint-Étienne River bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	France, Île de la Réunion (2007)	Una fuerte inundación desencadenó el fallo por socavación de una de las pilas del puente, dejando la estructura sin uno de sus puntos de soporte.	La socavación provocó el vuelco de la pila y, subsecuentemente, el tablero se desplomó, induciendo fuerzas de arrastre que provocaron fallos sucesivos de pila, tablero, pila.	(Binet et al., 2009)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
I-35W Mississippi River Bridge	Puente de celosía de acero	Minnesota, E.E.U.U. (2007)	Fallo en la placa de unión por errores en el diseño y una sobrecarga, provocando concentración de tensiones y pandeo.	El puente I-35W era un puente compuesto por dos celosías tipo Warren con montantes. Al fallar la placa de unión, se desconectó la diagonal de la celosía redistribuyendo las cargas hacia el montante más cercano. El montante estaba concebido originalmente como un elemento redundante y pandeó inmediatamente al ver su capacidad sobrepasada. El puente, incapaz de activar caminos alternativos de carga ante la magnitud del fallo, acabó colapsando.	(X. Chen et al., 2022; Hao, 2010a, 2010b, 2011; H. Li, Shen, et al., 2022; Liao et al., 2011; National Transportation Safety Board, 2008; Olmati, Brando, et al., 2013; Olmati, Gkoumas, et al., 2013; Zhu et al., 2010)
Jiujang Bridge	Puente de viga cajón de hormigón estructural	China (2007)	Fallo en las pilas por el impacto de una embarcación.	El fallo de la pila provocó la aparición de momentos a los que el tablero no tenía capacidad para resistir. El tablero terminó por ceder, cayó al cauce e impactó contra la pila vecina, lo que finalmente provocó el fallo de la siguiente sección del tablero. En conclusión, se produjo un fallo que se fue propagando y que acabó generando la falla sucesiva de pila, tablero, pila.	(H. Jiang et al., 2017)
I-95 Overpass	Puente de vigas metálicas	Philadelphia, E.E.U.U (2007)	Fallo en las vigas de acero: Pérdida de resistencia y rigidez de las vigas de acero por la explosión y exposición al fuego que causó el siniestro de un camión cisterna que, al perder el control, terminó colisionando con un estribo.	Ante la exposición sostenida al fuego, las vigas de alma llena perdieron gradualmente su rigidez y, en consecuencia, su resistencia a la flexión. Una vez la demanda superó la capacidad, las vigas comenzaron a plastificarse y, subsecuentemente, colapsaron.	(Kodur et al., 2024)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Tuojiang Bridge	Puente de arco con tablero superior (tímpano abierto)	China (2007)	Fallo del primer arco de la estructura. El fallo se atribuye a deficiencias en los materiales.	Con el fallo del primer arco se produce el derrumbe del primer tramo de tablero. En ausencia de equilibrio en la pila, el segundo arco ejerce un empuje sobre este, provocando una sucesión de fallos de arco, tablero y pila que se propagó hasta el colapso generalizado de la estructura	(Z. Xu et al., 2013)
Matsurube Ohashi Bridge	Puente de vigas metálicas	Japón (2008)	Un deslizamiento de tierra, inducido por un evento sísmico, provocó desplazamientos excesivos en toda la estructura y el subsecuente fallo de la pila.	El tablero experimentó importantes desplazamientos respecto a las pilas, favoreciendo la aparición de fuerzas horizontales sobre estas y superando su resistencia a flexión. El fallo de una de las pilas provocó el fallo por flexión del tablero que, subsecuentemente, provocó fuerzas de arrastre sobre el resto del sistema.	(Lee et al., 2018)
Baihua Bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	China (2008)	Fallo por vuelco del tablero provocado por evento sísmico que indujo desplazamientos de la viga cajón respecto a la posición de las pilas	El desplazamiento provocó el movimiento del centro de gravedad de la estructura que, junto al daño en las pilas y los impactos durante la caída, terminó provocando el fallo sucesivo de secciones del tablero y pilas y, finalmente, el colapso progresivo de la estructura.	(B. Wu et al., 2022)
Hongqi Bridge	Puente de losa aligerada en hormigón estructural	China (2009)	Fallo de una de las pilas durante un proceso constructivo como resultado de una mala ejecución en el programa de demolición del puente.	Durante el programa de demolición se pretendía romper la continuidad entre vanos para provocar colapsos parciales controlados. Sin embargo, al intentar acelerar el proceso, se desencadenó una secuencia de fallos losa-pila-losa que provocó el colapso progresivo de la estructura remanente.	(Seyed Khoei et al., 2020)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Shuang-Yuan Bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	Taiwán (2009)	Múltiples fallos en pilas y tablero resultado de impactos y socavación por crecidas durante un periodo de fuertes inundaciones.	Durante un periodo de fuertes inundaciones, el río aumentó su caudal de manera considerable, que, además, venía acompañado de una buena cantidad de escombros. La velocidad del río junto con el bloqueo provocado por los escombros se tradujo en procesos de socavación acelerados y fuerzas laterales producto de la presión hidrodinámica.	(H. Wang et al., 2014; T.-R. Wu et al., 2014)
I-40 & New Mexico State Road 6 Junction Bridge	Puente de vigas metálicas	New Mexico, E.E.U.U. (2011)	Fallo generalizado en el tablero por error en proceso constructivo que provocó el pandeo lateral torsional de una de las vigas externas.	Durante el proceso de desmantelado del puente, el contratista no siguió las recomendaciones y no dejó los tramos de tablero necesarios para arriostrar la estructura. Ante la aplicación de carga viva por parte de la maquinaria, la viga de alma llena externa sufrió pandeo lateral torsional, lo que provocó el giro e inestabilidad de la estructura y, finalmente, el colapso.	(Jáuregui, 2014)
Utatsu Ohashi Bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	Japón (2011)	Fallo de las pilas y del tablero a causa del tsunami de 2011, en el que se presentaron fuerzas de arrastre hidrodinámicas muy superiores a las consideradas en el diseño.	Durante el tsunami del 2011, los puentes afectados se vieron sometidos a fuerzas de arrastre hidrodinámicas que, en combinación con fuerzas de flotación, terminaron volcando y arrancando el tablero, provocando el colapso del puente	(Salem et al., 2014)
Tsuyagawa Bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	Japón (2011)	Fallo de las pilas y del tablero a causa del tsunami de 2011, en el que se presentaron fuerzas de arrastre hidrodinámicas muy superiores a las consideradas en el diseño.	Durante el tsunami del 2011, los puentes afectados se vieron sometidos a fuerzas de arrastre hidrodinámicas que, en combinación con fuerzas de flotación, terminaron en el fallo a flexión de las pilas y el volcamiento de todo el tablero.	(Salem et al., 2016)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Omo River Bridge	Puente de celosía de acero	Etiopía (2011)	Fallo en una de las diagonales por error en el proceso constructivo provocando el pandeo de la diagonal que conectaba la viga de avance con el puente	Para la construcción del puente se utilizó una viga de avance de celosía de acero, conectada a la estructura principal mediante cordones y diagonales, funcionando en la práctica como una prolongación de la estructura. Durante el proceso de lanzamiento, debido a una subestimación de las cargas de diseño, una de las diagonales de conexión pandeó, provocando una redistribución de carga desfavorable que superó la capacidad de los elementos restantes y condujo al colapso de la estructura.	(Zerayohannes et al., 2017)
Chauras Bridge	Puente de celosía de acero	India (2012)	Fallo en los cordones superiores por error en el proceso constructivo y sobrecarga que resultó en el pandeo de estos elementos durante la fase de hormigonado del tablero.	Durante el proceso de hormigonado de la losa del tablero, uno de los cordones centrales pandeó al ver sobrepasada su resistencia a la compresión. Se presentó una redistribución de cargas desfavorable impidiendo que el puente pudiese activar un camino alternativo de carga, provocando el fallo de los elementos vecinos y, finalmente, llevando al colapso total de la estructura.	(Birajdar et al., 2014)
Yangmintan Bridge	Puente de viga cajón de hormigón estructural	China (2012)	Fallo generalizado en el tablero por sobrecarga excéntrica.	Un grupo de vehículos con notable sobrecarga, 3 veces más que el límite establecido, pasó sobre un costado del tablero. La magnitud y excentricidad de la carga provocaron el giro de todo el tablero, el fallo de las pilas y, finalmente, el colapso del puente.	(Shi et al., 2018)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Harmony Ridge Bridge	Puente de caballetes en madera	Texas, E.E.U.U (2013)	Fallo completo del sistema por incendio que fue consumiendo el tablero y pilas	A medida que el incendio fue consumiendo los elementos de madera de las pilas y el tablero. Una vez su resistencia y rigidez se degradaron lo suficiente, el puente no fue capaz de resistir su peso propio y comenzó a derrumbarse. El sistema de puente de caballetes se caracteriza por su continuidad y, con la caída de un tramo de tablero y pilas, el fallo se propagó hasta el colapso total de la estructura.	(Brun et al., 2014)
Yihang Bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	China (2013)	Fallo generalizado del tablero por explosión producto de un camión que transportaba fuegos artificiales detonó mientras cruzaba el puente	La cantidad de pólvora junto a la velocidad del camión se conjugó, dando lugar a una carga de impacto muy considerable. El evento dio lugar a múltiples fallos locales por cortante que terminaron en la pérdida de la capacidad estructural y, subsecuentemente, en el colapso total de la estructura.	(W. Wang et al., 2014)
I-5 Skagit River Bridge	Puente de celosía de acero	Washington, E.E.U.U (2013)	Fallo en la viga transversal por impacto. El remolque de un camión impactó el cordón inferior (era una celosía) de la viga transversal superior del puente. La viga transversal constituía por sí misma una celosía.	El Skagit River Bridge es un conjunto de celosías tipo Warren para las cuales las vigas transversales están conectadas a media altura del montante. Con el impacto, el montante se deforma por flexión, perdiendo su capacidad e induciendo el desplazamiento del nodo inmediatamente superior. El desplazamiento del nodo causa la aparición de momentos en los cordones superiores y provoca su fallo. Sin el montante ni el cordón superior, las cargas deben ser redistribuidas hacia la diagonal, el cordón inferior y la celosía de al lado. Sin embargo, esta redistribución sobrepasa la resistencia de los elementos; el puente es incapaz de activar caminos alternativos de carga y termina en el colapso parcial del puente.	(Cao et al., 2021; Stark et al., 2016)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Rubbianello Bridge	Puente de arco de obra de fábrica (tímpano macizo)	Italia (2013)	Fallo en las pilas por procesos de socavación.	Durante una inundación, la socavación afectó progresivamente los cimientos de una de las pilas del puente. Cuando las fuerzas resistentes se vieron superadas por las fuerzas laterales la pila acabó volcando, provocando el desplome del arco y tablero en esa sección terminando en el colapso parcial del puente. El colapso parcial se explica, en parte, por la naturaleza de los puentes de obra de fábrica en los que la continuidad entre vanos no es lo suficientemente fuerte	(Scozzese et al., 2019)
Petrulla Viaduct	Puente de vigas de hormigón estructural	Italia (2013)	Fallo en los tendones de tesado por procesos de deterioro por corrosión considerables. Los problemas de corrosión se relacionaron a problemas en la construcción del sistema de tesado y a deficiencias en los materiales utilizados	Los problemas en el diseño, en la ejecución y en los materiales utilizados provocaron corrosión y la formación de vacíos de aire en la viga de hormigón postensado. Con el deterioro de los torones, las tensiones empezaron a redistribuirse de manera no deseada. La falta de lechada en los conductos generó una zona débil, permitiendo la rotación hacia dentro de las aletas inferiores, comprometiendo la integridad de la viga e induciendo tracciones en el hormigón. En la fase final, la sección se fisura por completo y transfiere las fuerzas a los torones ya deteriorados, que no son capaces de soportarlas y acaban fallando. La pérdida de capacidad se va transfiriendo de un torón a otro hasta que el puente es incapaz de encontrar caminos alternativos de carga y colapsa.	(Anania et al., 2018; Bazzucchi et al., 2018)
I-10 Tex Wash Bridge	Puente de vigas de hormigón estructural	Texas, E.E.U.U (2015)	Fallo en los estribos por procesos de socavación severa por fuertes inundaciones.	Durante las inundaciones, el flujo del río se concentró en el puente. El relleno en el que fue construido el estribo se fue lavando hasta el punto en que dejó de representar un punto de soporte para el puente. Sin estribo, el puente colapsó inmediatamente.	(Tabbakhha et al., 2016)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Plaka Bridge	Puente de arco de obra de fábrica (tímpano macizo)	Grecia (2015)	Fallo en las pilas por socavación provocada por fuertes lluvias e inundaciones.	El proceso de socavación al que se veía sometida la pila del puente terminó por provocar desplazamientos excesivos sobre el arco del puente. Los desplazamientos condujeron a un incremento de tensiones que se manifestó por la aparición de grietas sobre el arco. Finalmente, la pila se quedó sin parte de su apoyo y volcó en la misma dirección del flujo y el puente colapsó.	(Giannelos et al., 2023)
Italia Viaduct	Puente de vigas de hormigón estructural	Italia (2015)	Fallo en el sistema de tesado por error en el proceso constructivo durante la preparación del proceso de demolición del puente.	Durante la ejecución del contrato de renovación del Viaducto Italia se pretendía reemplazar los tableros del puente, un proceso que debía realizarse de manera controlada. En la fase de preparación para su demolición, se efectuaron cortes en el ala superior y perforaciones en el alma de las vigas, operaciones que afectaron zonas críticas próximas a los anclajes de los tendones de postensado. Como resultado, la capacidad resistente a esfuerzos de cortante y flexión quedó seriamente comprometida. El puente fue incapaz de activar caminos alternativos de carga y las fuerzas se redistribuyeron de tal manera que las vigas fallaron sucesivamente, ocasionando el colapso parcial del puente.	(Palmisano & Vitone, 2024)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Taihe Bridge	Puente de arco con tablero superior (tímpano abierto)	China (2016)	Fallo en los arcos por error en el proceso constructivo (demantelamiento) que provocó una descompensación de cargas.	El puente estaba siendo desmantelado por su avanzado deterioro y por la necesidad de construir uno nuevo. Los trabajos comenzaron con la demolición de la superestructura sobre uno de los arcos centrales. Luego se desmontó la superestructura de los arcos vecinos, con un agravante importante: se hizo de manera asimétrica, dejando algunos arcos completamente descargados y otros solo parcialmente desmontados. Esta irregularidad descompensó las cargas que estabilizaban el sistema de arcos y modificó los empujes que estos ejercían sobre las pilas. Como consecuencia, las pilas comenzaron a volcar hacia el interior del puente, generando una reacción en cadena en la que fueron fallando los arcos y las pilas adyacentes, constituyendo así el colapso progresivo del puente	(X. Xu et al., 2018)
Annone Overpass	Puente de vigas de hormigón estructural	Italia (2016)	El avanzado estado de deterioro junto con una sobrecarga excéntrica provocó el fallo en las ménsulas tipo Gerber.	La combinación entre la carga excéntrica y el deterioro de la clave del apoyo tipo Gerber provocó el fallo por cortante de esta unión. La viga quedó sin apoyo y cayó al suelo, generando una inestabilidad en la estructura y produciendo fuerzas de arrastre que terminaron provocando el fallo de las vigas vecinas y el colapso del puente.	(di Prisco et al., 2023; Martinelli et al., 2024)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Xiaoshan Bridge	Puente de viga cajón de hormigón estructural	China (2017)	Evento sísmico que provocó el desplazamiento del tablero respecto a las pilas.	El tablero tenía una sección transversal asimétrica; los pedestales sobre los que se apoyaba el puente no estaban bien concebidos ni posicionados y los dispositivos antideslizamiento ofrecían poca resistencia al desplazamiento lateral. De esta manera, durante el evento sísmico el tablero se desplazó respecto a las pilas, provocando una inestabilidad que terminó en el vuelco del tablero y en considerables daños por torsión de este.	(Peng et al., 2020)
La Reale Viaduct	Puente de viga cajón de hormigón estructural	Italia (2017)	Fallo en el sistema de tesado por problemas constructivos.	El sistema de tesado presentaba problemas graves desde su construcción, entre ellos discontinuidades en la lechada y un sellado impermeabilizante deficiente. Estas fallas aceleraron los procesos de corrosión y deterioro en los cables de postensado. El tablero entre apoyos estaba compuesto por tres secciones unidas mediante juntas constructivas, a través de las cuales pasaban los ductos de postensado. Cuando el tesado falla en una de estas juntas, la sección pierde la compresión necesaria para resistir la flexión y la losa superior, sin capacidad suficiente para soportarla, forma una rótula plástica. En este tipo de estructura, la aparición de una rótula en la junta genera una condición de inestabilidad que desencadena el colapso.	(Ferro et al., 2022b, 2022a)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Troja Footbridge	Puente de banda tesa	República Checa (2017)	Fallo en el sistema de tesado por problemas constructivos iniciales.	La banda tesa se componía de una serie de losas que se conectaban por un sistema de tesado que aseguraba la integridad estructural del puente. Los ductos, desde su construcción, presentaban vacíos en la lechada y, por lo tanto, favorecerían el deterioro por corrosión en los torones. Con el paso de los años, los torones se fueron corroyendo y perdiendo tensión. El deterioro avanzó a tal punto que los cables fallaron y provocaron el colapso inmediato del puente.	(Ryjáček et al., 2024)
Morandi Bridge	Puente atirantado	Italia (2018)	Fallo de un tirante a la altura de la conexión asociado a procesos de deterioro por corrosión muy avanzados y fatiga.	Con el fallo del tirante, el puente intentó redistribuir las cargas hacia los tirantes adyacentes y opuestos a través del tablero. El tablero comenzó a desarrollar flexiones y torsiones para los cuales no estaba diseñado y falló, desestabilizando el puente y provocando un colapso progresivo	(Calvi et al., 2019; Domaneschi et al., 2020, 2021; Galik & Calvi, 2024; Malomo et al., 2020; Morgese et al., 2020; Rymcza, 2021; Scattarreggia et al., 2022)
Botan Bridge	Puente de viga cajón de hormigón estructural	Turquía (2018)	Errores durante la construcción que provocaron el fallo en el tablero por aplicar cargas cuando el hormigón no había adquirido la resistencia necesaria	Durante el proceso de construcción de voladizos sucesivos se desencofró la dovela y se aplicaron las fuerzas de tesado correspondientes. La dovela no era capaz de resistir las fuerzas correspondientes a su peso propio ni tampoco a las fuerzas de tesado, ocasionando el colapso parcial del puente.	(Ozcelik & Tutus, 2020)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
FIU pedestrian bridge	Puente de celosía atirantada de hormigón estructural	Florida, E.E.U.U (2018)	Fallo en la unión/conexión por errores constructivos. Los elementos de la celosía se hormigonaron en momentos diferentes y la junta fría carecía de todo tipo de rugosidad.	Al realizar el retesado, la componente horizontal de la fuerza en la diagonal provocó el deslizamiento de la sección, i.e., su desconexión del sistema. El puente que consistía en una única celosía no pudo activar caminos alternativos de carga y colapsó inmediatamente	(Cao et al., 2020; Hu et al., 2021; L. Jiang et al., 2019; Peng et al., 2019; X. Zhou et al., 2019; ZUCCA et al., 2024)
Chirajara Bridge	Puente atirantado	Colombia (2018)	Fallo en el pilón, específicamente en la losa travesaño y diafragma por errores en el diseño	Durante el proceso de construcción, a medida que se ensamblaban nuevos segmentos de tablero, las cargas que se transmitían desde los tirantes hacia la pila iban aumentando. Las fuerzas que viajaban a través de la pila lo hacían diagonalmente y, por lo tanto, tenían una importante componente horizontal que	(Georgakis et al., 2020; Murphy et al., 2022)
Heyuan Dongjiang Bridge	Puente de arco con tablero superior (tímpano abierto)	China (2019)	Fallo en los arcos y pilas por procesos de deterioro en los bloques que forman el arco y desplazamiento de la pila por socavación.	El colapso del puente es una combinación de fallos provocados por la degradación de los bloques de hormigón que forman el arco y por el desplazamiento de la cimentación debido a la socavación. Cuando ambos fallos avanzan hasta el punto crítico, el paso de cargas sobre el tramo desencadena el fallo del arco de uno de los vanos. En este tipo de puentes, el fallo del arco no permite una redistribución efectiva de fuerzas y termina fallando a través de la formación de rótulas plásticas, lo que provoca el desplome del tablero. El colapso del primer vano desestabiliza la pila siguiente y provoca el mismo fallo en el arco contiguo, dando lugar al colapso sucesivo de dos vanos del puente.	(J. Sun et al., 2020; Zhang et al., 2025)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Nanfang'ao Bridge	Puente de arco atirantado con tablero inferior	Taiwán (2019)	Fallo de una péndola asociado a avanzados procesos de deterioro por corrosión	Con el fallo de la péndola, la carga se redistribuye a través del tablero hacia las péndolas vecinas que, en un estado de deterioro similar, fallan. La redistribución de cargas se hace a través del tablero y con el fallo de cada péndola, se desarrollan momentos flectores más importantes. El tablero ve sobrepasada su capacidad a flexión y se fractura en la mitad de la luz, llevándose el tirante consigo. En puentes de esta tipología, el tirante es el elemento que cierra el arco. Los empujes y las cargas provocan un estado de tensiones que termina por provocar el colapso del puente.	(B. Fan et al., 2025; B.-H. Fan et al., 2025; Q. Sun et al., 2025)
Albiano-Magra Bridge	Puente de arco con tablero superior (tímpano abierto)	Italia (2020)	Fallo en pila y arco por procesos de socavación y deslizamiento.	Los procesos de socavación y deslizamiento provocaron el asiento y el giro de la pila. Acto seguido, se produjo una concentración de tensiones y el subsecuente fallo del arco con formación de rótulas plásticas. El siguiente paso fue el desplome del tablero y el fallo de todo el segmento. El sistema presentó una desestabilización en sus empujes y como consecuencia, las pilas comenzaron a volcar hacia el interior del puente, generando una reacción en cadena en la que fueron fallando los arcos y las pilas adyacentes, constituyendo así el colapso progresivo del puente	(Farneti et al., 2024)
Wieselburg Bridge	Puente integral de hormigón estructural	Austria (2020)	Fallo en el tablero por problemas de diseño asociados a la ausencia de armado transversal y terminación abrupta del armado de refuerzo longitudinal.	El tablero falla en el punto débil; se forman varias rótulas plásticas hasta el desplome del tablero. Las fuerzas de arrastre provocadas por el fallo del tablero provocan el vuelco del estribo y el colapso del puente.	(Huber et al., 2024)

Puente	Tipo	Ubicación y fecha del colapso	Posible fallo local	Explicación de la propagación del fallo	Ref
Hangyong Canal Bridge	Puente de arco atirantado con tablero inferior	China (2021)	Fallo en la péndola por defectos de fabricación en el anclaje.	El fallo en la péndola provocó una redistribución de cargas hacia las péndolas adyacentes y opuestas. Las péndolas adyacentes, seguramente con los mismos defectos de fabricación, fallaron ante la sobrecarga. El tablero, como plataforma de redistribución de cargas, desarrolló momentos flectores más grandes ante el fallo de cada péndola hasta fallar por flexión, provocando el colapso de todo el puente.	(J. Li et al., 2025)
Viaducto de O Castro	Puente de viga cajón de hormigón estructural	España (2022)	Fallo del tablero por rotura frágil en las proximidades del punto de apoyo, debido a procesos de deterioro por corrosión y a deficiencias en la ejecución del proceso de reparación.	Durante los trabajos de rehabilitación del puente, se ejecutó un proceso de hidrodemolición sobre la losa de continuidad entre vanos. El tablero, constituido por una viga cajón que presentaba un avanzado estado de corrosión en el refuerzo pasivo y en los torones de los cables, vio reducida su sección y capacidad resistente por efecto de dicha intervención. Esta pérdida de integridad estructural provocó el descalce del apoyo y el subsecuente colapso de la estructura.	(Millanes, 2022; Serrano, 2022)
Tretten Bridge	Puente de celosía de madera	Noruega (2024)	Fallo de la diagonal, por bloque de cortante y fatiga, asociado a defectos de diseño por uso de normativas antiguas	La diagonal que presentaba deficiencias en su diseño no pudo resistir la combinación de cargas y vibraciones y falló. La diagonal, muy cercana a los apoyos, era un elemento crítico y, por lo tanto, no se activaron los caminos alternativos de carga provocando el colapso del puente	(Statens havarikommisjon, 2023, 2024)
Francis Scott Key Bridge	Puente de celosía de acero	Maryland, E.E.U.U. (2024)	Fallo de la pila por impacto de un buque de carga	El colapso impacta y destruye la pila y los elementos de la celosía van fallando, uno a uno, por una combinación de sobrecarga y fuerzas de arrastre, provocando el colapso progresivo del puente.	(Adam et al., 2024; Ghasemi et al., 2025)

La Tabla 2.1 constituye un esfuerzo de consolidación de la información más relevante asociada a los distintos colapsos recopilados en diversas bases de datos. En ella se identifican el puente, el año y la ubicación geográfica del colapso, así como el fallo local que lo desencadenó y su explicación correspondiente.

Con el objetivo de comenzar a abordar la “robustez estructural” como eje central de este documento, la información consignada en la Tabla 2.1 se analizó para extraer estadísticas generales sobre la tipología de los puentes estudiados, el elemento sujeto del fallo local e inicial y su modo de fallo, así como la causa asociada al colapso. Es importante mencionar que, al igual que en el apartado 2.1.1, los resultados presentados a continuación no constituyen una regla general para colapsos porque carecen de normalización y su utilización en este documento está orientada a dar una visión general de los colapsos.

Los puentes analizados se clasificaron en seis categorías, definidas según la similitud de su tipología estructural. La Fig. 2.7 presenta la frecuencia de colapsos según tipología, en donde se puede observar que los puentes de vigas simples, que son los más comunes, presentaron una mayor frecuencia (34 %) de colapsos entre los casos estudiados. Por su lado, los puentes en celosía constituyen la tipología con la segunda frecuencia de colapso más alta, con 17 de los 67 casos (25%). A su vez, los puentes de viga cajón, aquellos que utilizan péndolas o tirantes como elementos de sujeción (colgantes, atirantados y de arco atirantados y los puentes de acro) presentaron frecuencias de colapso entre el 10 % y el 13 %.

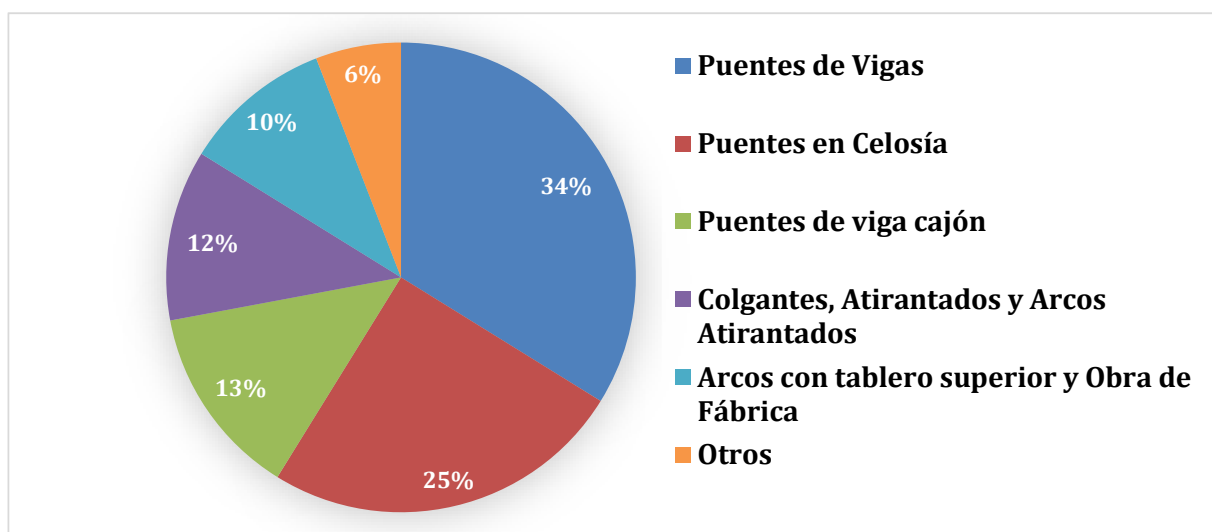


Fig. 2.7 Distribución de los colapsos documentados según tipo de puente

Tras lo expuesto, resulta conveniente presentar los resultados para el elemento de fallo inicial, así como la causa y el modo asociados al fallo. La información sintetizada se presenta en las Fig. 2.8, Fig. 2.9 y Fig. 2.10. Es interesante ver cómo el fallo generalizado del tablero (28 %) y los fallos en las pilas y estribos (26 %) constituyen el fallo inicial más frecuente. Es importante mencionar los fallos en los sistemas de tesado, cables, tirantes, péndolas y cordones; estos elementos corresponden al segundo grupo en el cual el fallo inicial es más frecuente, con un 7 % en cada caso. En efecto, estos fallos iniciales son característicos de tipologías de puente específicas y pueden dar una idea sobre el la causa desencadenante del colapso para los diferentes tipos de puentes.

Estos fallos iniciales están asociados, en mayor proporción, a causas externas relacionadas con acciones de origen natural (25 %), como socavación, sismos y tormentas, y a causas internas, como errores en algún proceso constructivo (19 %) y en el diseño (18 %). Los modos de fallo predominantes para estos fallos iniciales están asociados a la pérdida de apoyo/soporte (22 %) y al vuelco de la pila (11 %). Es importante destacar que, al sumar los diferentes tipos de fractura, estos representan el 22 % entre los modos de fallo más comunes.

Como complemento, para presentar los fallos iniciales, causas y modos característicos de las diferentes tipologías de puentes estudiados, se desagregan los resultados por tipo de puente y se presentan en la Fig. 2.11.

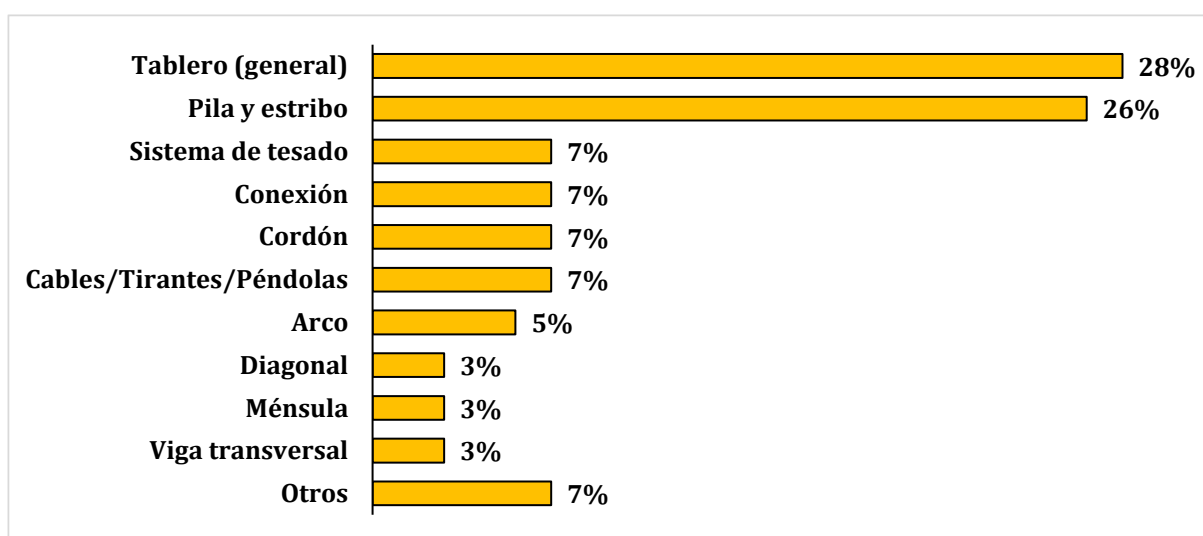


Fig. 2.8 Frecuencia del elemento donde se presentaron los fallos iniciales en los casos documentados

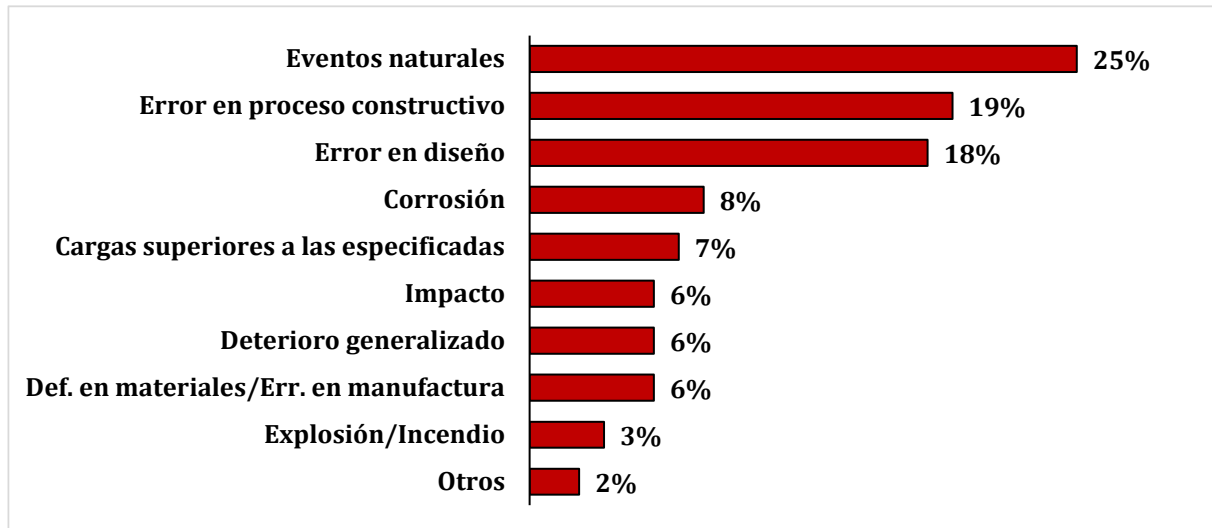


Fig. 2.9 Frecuencia de las causas asociadas al colapso de los casos documentados

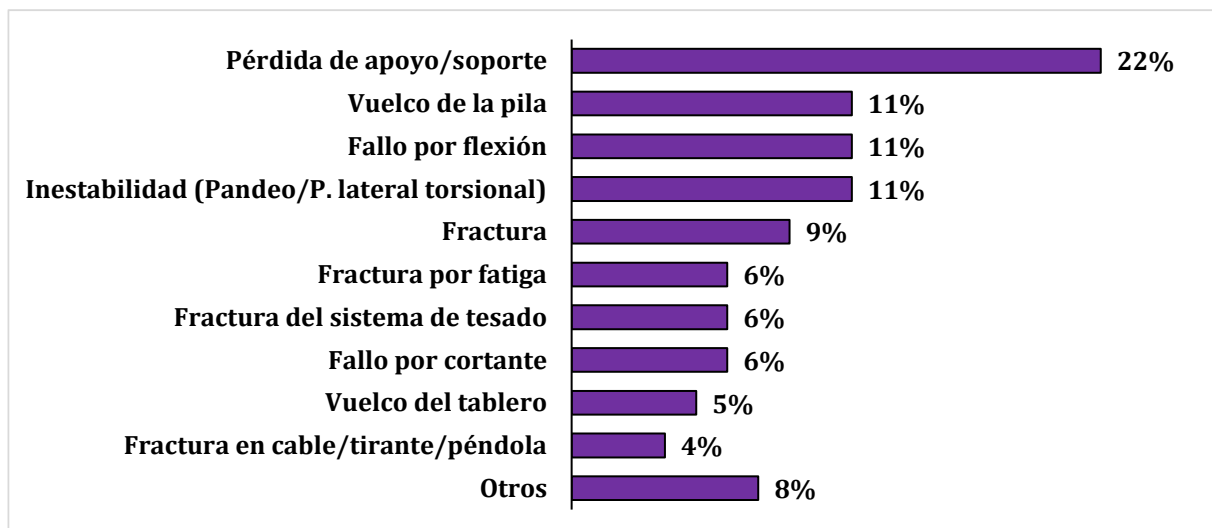


Fig. 2.10 Frecuencia del modo de fallo de los elementos del fallo inicial en los casos documentados

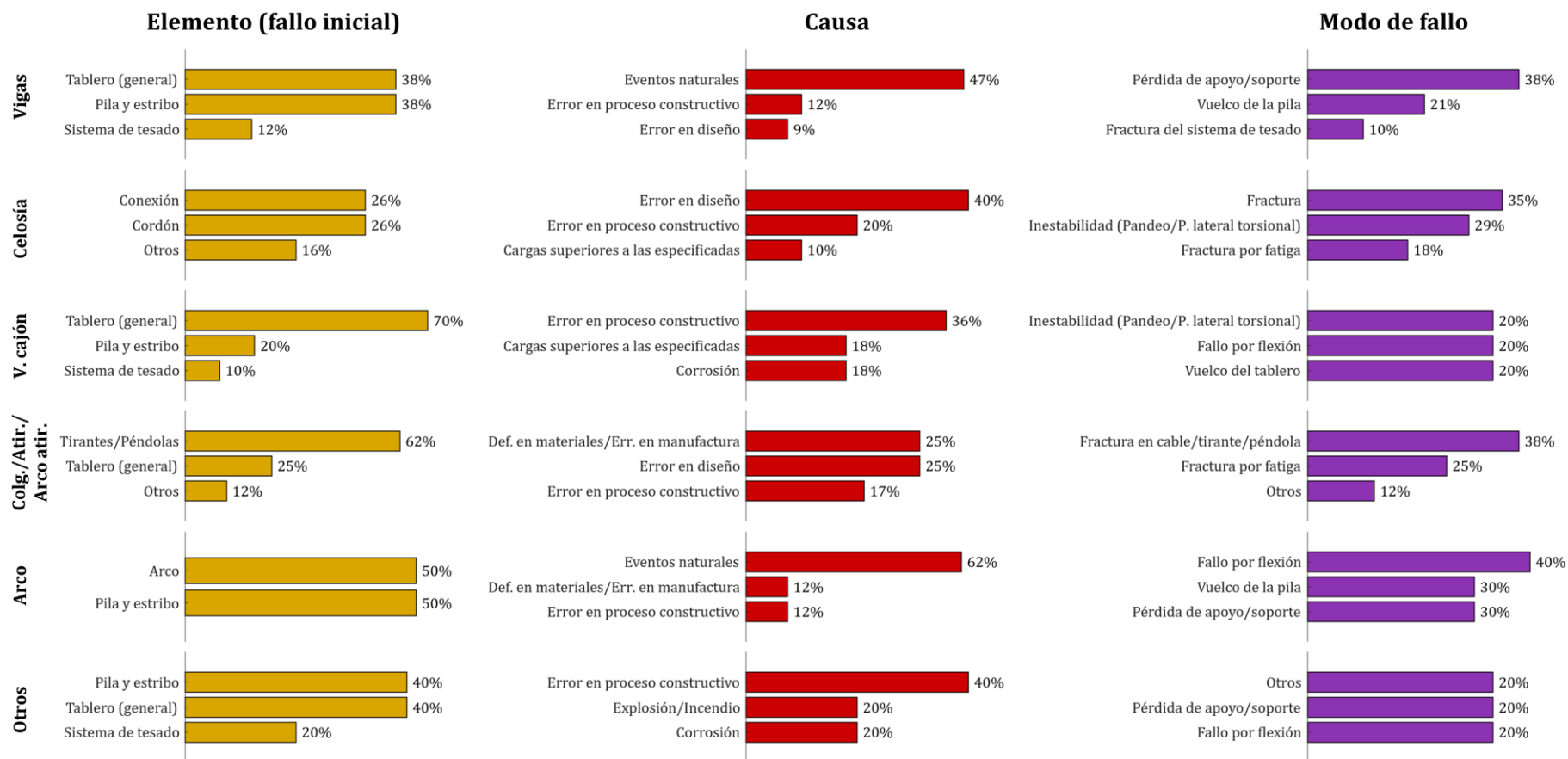


Fig. 2.11 Tres categorías predominantes del elemento de inicio del daño, causas desencadenantes y modos de fallo observados en colapsos documentados, según tipología estructural del puente.

2.2 Robustez estructural

2.2.1 Conceptos fundamentales

Para poder definir el concepto de robustez, es necesario definir los conceptos de *Colapso Desproporcionado* y *Colapso Progresivo*. Cuando existe una relación desproporcionada entre el fallo y el resultado que este provoca, i.e, colapso total de la estructura, se habla de *Colapso Desproporcionado* (Starossek, 2017). Por otro lado, el *Colapso Progresivo* es aquel que comienza por un fallo local o inicial y se propaga, de manera sucesiva, a otros elementos de la estructura (Starossek, 2007), pudiendo resultar en un *Colapso Desproporcionado*. En consecuencia, el colapso progresivo se relaciona directamente con la propagación del fallo a través de la estructura, describiendo la respuesta estructural del sistema (Adam et al., 2018).

La definición del colapso progresivo tiene que venir acompañada de la explicación sobre los “mecanismos de colapso” que son aquellos a través de los cuales el fallo local o inicial se propaga a toda la estructura. (Starossek, 2017) propone 6 tipos de mecanismos de colapso caracterizándolos en función de la propagación del fallo y describiendo la acción de propagación que resulta del fallo de un componente y que conduce al subsecuente fallo de otros componentes:

- **Mecanismo tipo “Pancake”:** El fallo inicial provoca la caída o vuelco de elementos que, siguiendo una trayectoria vertical, transforman su energía potencial en energía cinética. Este evento genera un impacto sobre los elementos situados inmediatamente debajo, los cuales ven superada su capacidad de carga y fallan. El proceso se repite de manera sucesiva sobre los componentes inferiores hasta desencadenar el colapso progresivo de la estructura.
- **Mecanismo tipo Cremallera:** El fallo de un elemento provoca que las fuerzas que este soportaba se redistribuyan hacia los elementos adyacentes. Al no poder asumir este incremento de carga, estos componentes vecinos ven superada su capacidad y fallan de manera sucesiva. Este proceso genera una reacción en cadena que propaga el daño a través de los miembros del sistema, lo que conduce finalmente al colapso de la estructura.
- **Mecanismo tipo Dominó:** El fallo de un elemento implica su vuelco, que, al caer, impacta al elemento adyacente. La energía potencial se transforma en energía

cinética, provocando el fallo del siguiente elemento, desencadenando una reacción que termina por provocar el colapso de la estructura.

- **Mecanismo de Colapso por Sección:** Similar al mecanismo de colapso tipo cremallera, pero a nivel interno del elemento. Una concentración de tensiones provoca un fallo local que resulta en una redistribución interna de tensiones en las áreas circundantes. El nuevo estado de tensiones sobrepasa la capacidad a nivel local, produciendo un nuevo fallo. El evento se repite hasta el fallo generalizado del elemento.
- **Mecanismo de Colapso por Inestabilidad:** Se caracteriza por el fallo sucesivo de elementos por pandeo y es común en estructuras que contienen sistemas de arriostramiento o rigidizadores que se encargan de contribuir a la estabilidad de la estructura. El mecanismo de colapso comienza por el pandeo de los sistemas auxiliares resultando en la inestabilidad de los elementos principales que están sometidos a fuerzas de compresión. Acto seguido, los elementos principales comienzan a fallar por pandeo hasta el colapso global de la estructura.
- **Mecanismo de Colapso Mixto:** El mecanismo de colapso que resulta de la combinación de 2 o más de los mecanismos definidos previamente.

La definición de los mecanismos de colapso incluye varios conceptos de suma importancia para entender el fenómeno en profundidad. El primero de ellos, que adquiere especial importancia a la hora de definir el concepto de robustez, es “**La Redistribución de Cargas**”: es la manera en la que las fuerzas internas se relocalizan en una estructura ante el fallo de uno o varios elementos. La redistribución determinará si un fallo local acabará propagándose a toda la estructura o si, por el contrario, permitirá que esta se mantenga en pie. En las edificaciones, como se verá más adelante, la redistribución es consecuencia de la activación de unos “**Mecanismos Resistentes**” claramente identificados y documentados.

Si el fallo no se propaga, se puede decir que una estructura es capaz de redistribuir cargas de manera efectiva y se habla de su capacidad para activar **Caminos Alternativos de Carga** (ALPs por sus siglas en inglés). La capacidad de activar estos ALPs dependerá entonces de la disponibilidad de posibles caminos que ofrece la estructura para redistribuir la carga, es decir, su **Redundancia**.

Una de las primeras aproximaciones hacia la robustez estructural puede hacerse a través de estos postulados como se establece en (Adam et al., 2018): *“Structural robustness strongly depends on redundancy, which is the ability of the structure to redistribute loads after damage to a single or a few members. In this respect, a robust structure is generally able to develop alternative load paths (ALPs)...”*.

Se puede decir entonces que una estructura robusta es aquella que, ante un fallo, es capaz de redistribuir las cargas de manera efectiva mediante la activación de caminos alternativos de carga y, de esta manera, evitar la propagación del fallo y el colapso progresivo. La robustez es entonces la insensibilidad de la estructura a un fallo inicial y sus efectos derivados ((Starossek, 2006) y (Starossek & Haberland, 2010)).

2.2.2 Cuantificación de la Robustez

Definidos los conceptos básicos sobre robustez estructural, es necesario pasar a una breve exposición sobre la manera en que se cuantifica. Aunque no existe consenso sobre un único indicador para evaluarla, sí se han propuesto lineamientos generales sobre las propiedades que debe cumplir una buena medida. En este sentido, (Starossek, 2017) y (Adam et al., 2018) señalan que cualquier medida de robustez debe representar adecuadamente la robustez y permitir discriminar entre estructuras robustas y no robustas, ser insensible a las decisiones del usuario, práctica, fácil de calcular a partir de parámetros cuantificables con un coste computacional razonable y aplicable a cualquier tipo de estructura; esto es, debe ser **“expresiva, objetiva, simple, calculable y general”**.

El cálculo de la robustez puede abordarse desde la interiorización de la amenaza en su definición. Para (Anitori et al., 2013) y (Adam et al., 2018) las medidas de robustez pueden organizarse en dos enfoques: por un lado, aquellas que se basan en fiabilidad/riesgo, donde la robustez se aborda desde un enfoque dependiente de la amenaza (**Threat-Dependent**) y el evento que provoca el daño forma parte integral del análisis, ya sea una explosión, una sobrecarga, procesos de deterioro o una tormenta, entre otros; y, por otro lado, un enfoque donde el fallo local se toma como punto de partida, como un “hecho cumplido”, desligando la evaluación de la robustez del evento que provoca el daño (**Threat-Independent**) y concentrándose más en su propagación y en las diferencias entre las respuestas de la estructura intacta y aquella que presenta daños.

Partiendo de esta distinción respecto a la amenaza, los métodos de cuantificación se agrupan en familias de indicadores que analizan la robustez a través de **parámetros deterministas** de la respuesta estructural, medidas basadas en fiabilidad y la evaluación del riesgo. De esta manera, los indicadores deterministas describen la variación entre la estructura intacta y aquella que presenta daños mediante comparaciones de su respuesta (por ejemplo, desplazamientos), de propiedades globales del sistema (por ejemplo, la matriz de rigidez) y de medidas de reserva/capacidad, asociadas a la redistribución de fuerzas tras el daño local. Por su lado, las **medidas basadas en fiabilidad** incorporan la incertidumbre asociada a la demanda y a la capacidad resistente, y expresan la robustez en términos relativos entre el estado intacto y el estado dañado mediante probabilidades de fallo e índices de fiabilidad. Finalmente, los **indicadores basados en riesgo** incorporan las consecuencias del colapso, distinguiendo entre efectos directos e indirectos, lo que permite valorar la robustez de forma global.

2.2.3 Robustez y colapso progresivo en estructuras de edificios

Como se mencionó anteriormente, el estudio del colapso progresivo en estructuras de edificios ha sido un eje importante en la literatura científica desde que el colapso de Ronan Point (Reino Unido, 1968) marcara un antes y un después en la historia de esta línea de investigación. De hecho, en (Adam et al., 2018) se hace una extensa revisión del estado del arte sobre investigación y práctica sobre colapso progresivo en el siglo XXI y sirve como referencia para exponer cómo el nivel de desarrollo en esta área ha permitido incorporar el conocimiento adquirido en códigos, normativas y guías de diseño de estructuras de edificios. Este subcapítulo es una pequeña recopilación de las principales conclusiones a las que llegaron (Adam et al., 2018).

En un principio, los autores exponen que en los pórticos de hormigón armado ha sido posible identificar y caracterizar los **mecanismos resistentes** que contribuyen a detener la propagación del fallo en los elementos de soporte vertical. Los mecanismos mencionados se listan a continuación, junto con la Fig. 2.12 que los detalla a modo esquemático (tomada de (Elkady et al., 2024)).

- **Flexión de la viga:** Se basa en la capacidad de las vigas para soportar las cargas del área afectada mediante su propia resistencia a flexión. Es generalmente ineficiente porque requiere un sobredimensionamiento de las vigas.
- **Efecto Arco en las vigas:** Las vigas desarrollan fuerzas internas de compresión para sostener la carga, y este mecanismo solo resulta efectivo cuando el desplazamiento lateral de las columnas adyacentes es lo suficientemente reducido.
- **Acción de Catenaria:** El fallo de la columna acarrea grandes desplazamientos y rotaciones provocando una redistribución de cargas en la que la viga trabaja principalmente a tracción. Su efectividad depende de la ductilidad de las conexiones para soportar grandes desplazamientos y rotaciones sin romperse.
- **Comportamiento tipo Vierendeel:** El pórtico situado por encima de la columna dañada actúa como una estructura rígida para redistribuir las cargas a las columnas vecinas. Su eficacia depende de la ductilidad en las conexiones entre vigas y columnas para soportar las rotaciones.
- **Contribución de los Elementos NO Estructurales:** Aportes de los elementos no estructurales cuyo diseño inicial no contemplaba la transferencia de cargas.

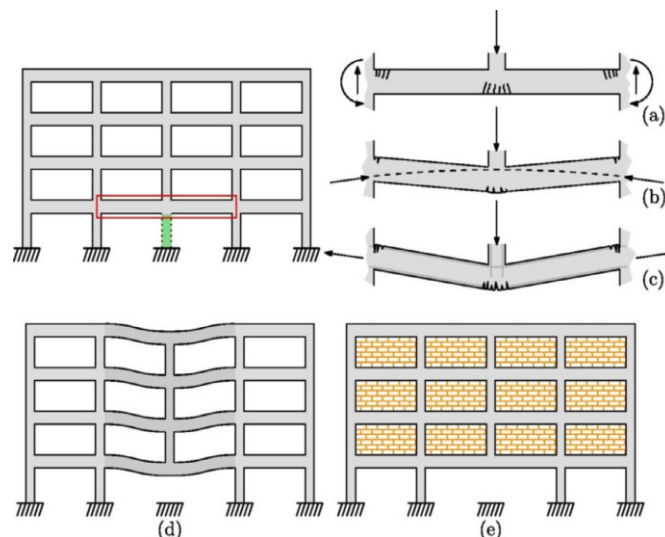


Fig. 2.12 Mecanismos resistentes en pórticos de hormigón armado: a) flexión, b) arco, c) catenaria, d) Vierendeel, e) aportes de elementos no estructurales. Fuente: (Elkady et al., 2024).

La comprensión del colapso progresivo y la evaluación de la robustez han permitido identificar cómo se redistribuyen las cargas y los mecanismos resistentes que detienen la propagación del fallo. Este conocimiento ha sido incorporado por las principales agencias gubernamentales y técnicas en normativas, códigos estructurales y guías de diseño.

Ejemplo de ello puede verse en las reglas con enfoque prescriptivo y basadas en desempeño plasmadas en diferentes códigos y normativas (American Society of Civil Engineers (ASCE) & Structural Engineering Institute (SEI), 2017; European Committee for Standardization (CEN), 2025; U.S. Department of Defense (DoD), n.d.; U.S. General Services Administration (GSA), 2013). Algunas de ellas se muestran a continuación:

- **Método de las *Fuerzas de Atado*:** Se especifica la necesidad de considerar fuerzas de atado/amarre en el diseño para proporcionar niveles mínimos de continuidad y robustez estructural.
- **Método de los *Caminos Alternativos de Carga (ALPs)*:** El proceso de diseño debe considerar la pérdida repentina de elementos críticos para demostrar la capacidad de la estructura para redistribuir las cargas.
- **Método de *Diseño de Elementos Clave*:** Mediante este método se identifican aquellos elementos que, al fallar, podrían desencadenar un colapso progresivo y, de este modo, se aplican consideraciones especiales sobre ellos.
- **Aislamiento por *Segmentación o Compartimentación*:** Se introducen discontinuidades de manera deliberada para evitar la propagación del colapso a través de toda la estructura.
- **Métodos basados en *Riesgo*:** Estos métodos cuantifican, de forma probabilística, la seguridad de la estructura frente a eventos extremos. Son métodos que tienen en cuenta la amenaza (*Threat-Dependent*) y consideran tanto la probabilidad de ocurrencia de estas amenazas, como sus consecuencias en la estructura.

Los conceptos presentados en este apartado proporcionan una perspectiva sobre el estado en el que se encuentra la investigación de la robustez estructural y el colapso progresivo en edificios. El desarrollo de esta línea de investigación ha permitido identificar sus principales aspectos y aplicarlos al ejercicio profesional del diseño y construcción de estructuras. La comprensión de los fenómenos de redistribución de carga ante diferentes escenarios de fallo ha permitido identificar la activación de los caminos alternativos de carga y sus mecanismos resistentes asociados.

Sin embargo, como veremos a continuación, la investigación y la implementación en puentes distan muchísimo del estado de la técnica en estructuras de edificios.

2.3 Estudio de la robustez en puentes según su tipología

Una vez explicados los conceptos asociados a la robustez estructural, se puede avanzar a la revisión de su evaluación aplicada a puentes de diferentes tipologías. Se revisaron las bases de datos bibliográficas y se seleccionaron los artículos en los que se abordaba la robustez estructural como eje del documento o, en su defecto, aquellos que evaluaban la respuesta estructural ante el fallo de un elemento. La revisión presentada a continuación está estructurada de manera que, para cada tipología de puente, se presenta la información general y novedad de los artículos considerados para luego presentar los aspectos claves de las metodologías aplicadas para, finalmente, recoger las principales conclusiones generales en cuanto a robustez, redistribución de cargas y mecanismos asociados.

En la Fig. 2.13 se presentan las gráficas correspondientes a la evolución del número de publicaciones en revistas indexadas relacionadas con la robustez estructural en puentes, así como su comparativa con el número de publicaciones relacionadas con el colapso progresivo de estructuras en los últimos 30 años.

Como se mencionó Capítulo 1, el desarrollo de esta línea de investigación en la ingeniería de puentes se encuentra muy rezagado respecto al de las estructuras de edificios, y esto se evidencia al observar la brecha entre el número de publicaciones (Fig. 2.13-a). Si se analiza solo la producción científica relacionada con la robustez en puentes, puede observarse que la producción científica relacionada con la robustez estructural y el colapso de puentes fue inicialmente limitada y esporádica. Con la llegada del nuevo milenio se observa un período de transición, en el que las publicaciones experimentan un crecimiento moderado hasta el año 2007, cuando ocurre el colapso del puente I-35W en Minnesota; a partir de entonces se registra un incremento considerable en el número de publicaciones. Esta tendencia presenta un segundo aumento significativo en 2018, asociado al colapso del viaducto de Polcevera, alcanzándose el estado actual de publicaciones anuales, del orden de 20.

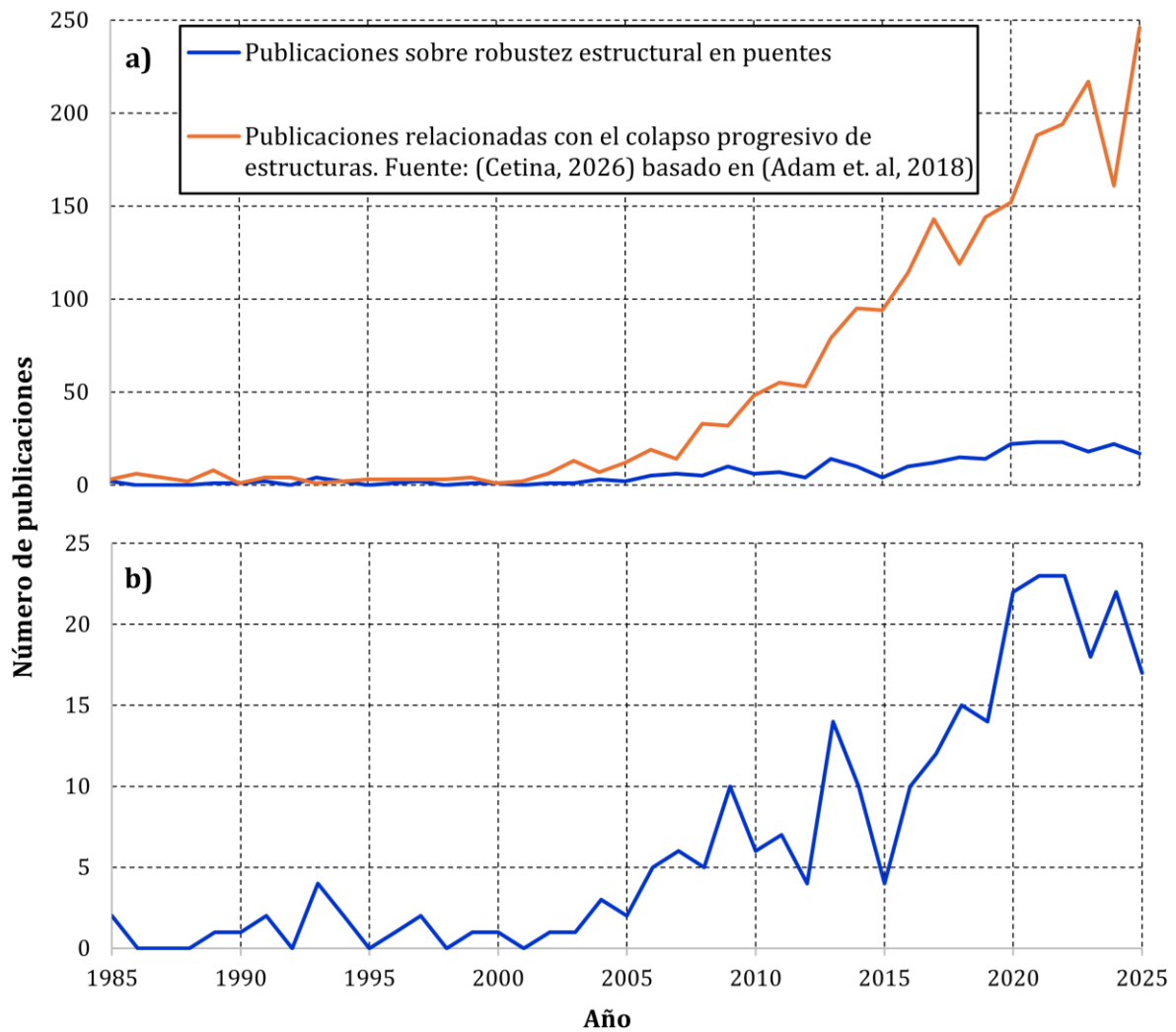


Fig. 2.13 Análisis bibliométrico: a) Comparación entre publicaciones por año relacionadas con la robustez estructural en puentes y publicaciones relacionadas con el colapso progresivo de estructuras. b) Evolución de las publicaciones por año sobre robustez estructural en puentes. Fuente: elaboración propia, complementada con información de (Adam et al., 2018; Cetina Berdugo, 2026).

En los siguientes apartados se presenta un repaso del estado actual de la investigación sobre la robustez estructural aplicada a puentes de diferentes tipologías. Para cada tipología, las contribuciones se exponen, siempre que sea posible, en orden cronológico. Asimismo, en cada apartado se describen las novedades o particularidades de las investigaciones más relevantes, las metodologías empleadas para cuantificar la robustez y las principales conclusiones en términos de redistribución de cargas, activación de ALPs y mecanismos resistentes, junto con una breve síntesis final.

Antes de continuar, es importante realizar la siguiente aclaración: en las tipologías presentadas a continuación no se incluirán trabajos de robustez asociados a puentes de vigas, una tipología para la que existe literatura específica, especialmente en el caso de puentes de vigas simples y de vigas cajón de hormigón estructural. Sin embargo, dado que la presente tesis doctoral se orienta a puentes con múltiples elementos estructurales, en los que es posible evaluar diversos escenarios de fallo asociados a la pérdida de un elemento, se decidió no incluir dicha tipología en el presente estado del arte. En este tipo de puentes, el sistema estructural está constituido, por lo general, por un tablero compuesto por vigas o vigas cajón, y los estudios de robustez se centran con mayor frecuencia en daños localizados del conjunto que en escenarios de fallo asociados a un elemento individual.

2.3.1 Puentes en arco de fábrica

En este apartado se presentarán las investigaciones más relevantes sobre la robustez de puentes en arco. Los puentes en arco pueden dividirse en varias categorías según la forma o tipo de arco, el material empleado en su construcción y la posición relativa del tablero respecto al arco. Sin embargo, como se verá en las líneas siguientes, la mayoría de los estudios de robustez se centran en puentes de arco con tablero superior de obra de fábrica, y puentes de arco atirantado con tablero inferior (Bowstring o Tied Arch). En este epígrafe nos centramos en los puentes arco de fábrica.

Si bien este tipo de puentes presentan varios elementos para los cuales es posible evaluar diferentes escenarios de fallo, el estudio de su robustez representa un desafío en la medida que el concepto de “elemento” y “fallo” de elementos es más difícil de acotar que en otros tipos de puentes.

En este apartado, entre otros, se presentan los estudios más relevantes relacionados con los puentes de obra de fábrica. Este tipo de puente se caracteriza por emplear materiales tradicionales como la piedra y ladrillo, conformando una estructura resistente basada en el trabajo a compresión. Su elemento fundamental es el arco, que actúa como el principal mecanismo de transmisión de las cargas. Las cargas aplicadas sobre el tablero se conducen hacia el arco y se distribuyen a los estribos, lo que da lugar a empujes horizontales considerables.

Entre los puentes mencionados vale la pena destacar una característica que los diferencia: el tipo de tímpano. De esta manera, los artículos mencionados a continuación harán referencia a puentes de tímpano macizo (Fig. 2.14) y abierto (Fig. 2.15).



Fig. 2.14 Puente de obra de fábrica con tímpano macizo (Pont de Sant Josep, Valencia, España).
Fuente: fotografía del autor



Fig. 2.15 Puente con tímpano abierto (Pont Adolphe, Luxemburgo, Luxemburgo) Fuente: (Roth, 2019)

Uno de los primeros esfuerzos por entender la redistribución de carga en los puentes de obra de fábrica con tímpano macizo se abordó en (Loo & Yang, 1991). Si bien no se trató de un estudio de robustez, propiamente dicho, en el artículo se incorporaron escenarios de daño como el asiento y desplazamiento vertical de las pilas y se establecieron estrategias numéricas orientadas a modelar la redistribución de tensiones tras un fallo local permitiendo percibir, de cierta manera, la activación de caminos alternativos de carga. Las exploraciones llevadas a cabo en (Carr et al., 2013) permitieron entender los mecanismos de colapso y de redistribución de cargas en puentes de obra de fábrica con tímpano macizo, mientras que (Zampieri et al., 2018) utilizó el método de análisis límite y modelos estáticos no lineales en 2D para investigar la influencia de desplazamientos con inclinación en los apoyos del arco de un puente de tímpano macizo en la formación y activación de rótulas plásticas. En la misma línea, el estudio propuesto (Witzany et al., 2008a, 2008b) analizó la respuesta de un antiguo puente de obra de fábrica utilizando datos de monitorización de un puente real para calibrar modelos de elementos en los que replicaron escenarios de fallo asociados a la dilatación térmica y a la socavación de la pila por inundación. El colapso del puente Tuojiang (Fig. 2.17) en 2013 (Z. Xu et al., 2013) y del puente Heyuan Dongjian en 2014 Fig. 2.16 en (J. Sun et al., 2020), ambos de tímpano abierto, se estudiaron mediante modelos dinámicos no lineales con elementos sólidos. Por

otro lado, (Behnamfar & Afshari, 2013) estudió el efecto de los daños causados por cargas sísmicas en tres puentes: uno de tímpano macizo y dos de tímpano abierto, mediante modelos dinámicos no lineales con elementos distintos (DEM).

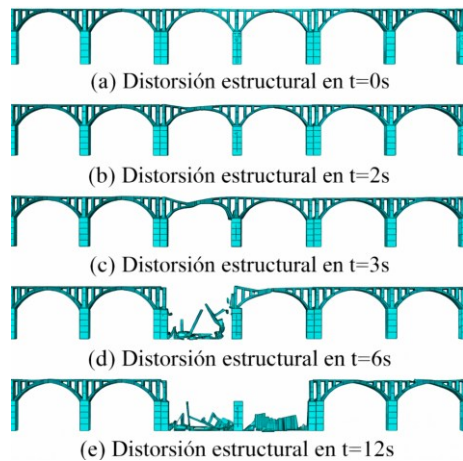


Fig. 2.16 Mecanismos de colapso del puente Heyuan Dongjian. Fuente: adaptado de (J. Sun et al., 2020)

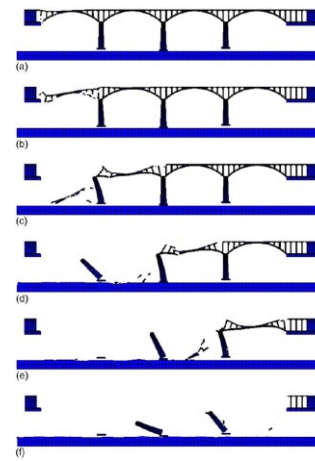


Fig. 2.17 Mecanismos de colapso del puente Tuojiang. Fuente: adaptado de (Z. Xu et al., 2013)

En cuanto a la robustez estructural y los escenarios de fallo asociados, los aportes de (Loo & Yang, 1991) se centraron en establecer estrategias numéricas orientadas a modelar la redistribución de tensiones tras un fallo local mientras que en (Carr et al., 2013) se midió indirectamente la robustez a través de la relación entre la carga necesaria para la formación de la primera rótula en el arco y la carga de colapso (esto es, la capacidad de reserva del puente). Con un enfoque similar, (Biondini, 2009) estudió la robustez en puentes de tímpano abierto proponiendo medirla mediante relaciones entre factores de multiplicación de carga necesarios para llegar al colapso en distintos momentos, entendiendo los escenarios de fallo como el conjunto de deterioros acumulados en un tiempo dado. En (J. Sun et al., 2020) se consideró la degradación del material del arco y desplazamiento por asentamiento de una de las pilas como escenarios de fallo para establecer la influencia de estos en los mecanismos de colapso de los puentes (Fig. 2.16). Desde otra perspectiva, en (Z. Xu et al., 2013) se analizó la robustez a partir de la relación entre carga última y peso propio y la vulnerabilidad local mediante un índice de importancia Γ calculado a partir de la relación entre energías de deformación para dos estados del puente, considerando el debilitamiento de una región como escenario de fallo.

Mientras que en (Behnamfar & Afshari, 2013) la robustez se analiza indirectamente a partir de la aceleración pico efectiva (PGA) necesaria para provocar el colapso de cada uno de los puentes.

En lo que respecta a la redistribución de cargas y ALPs, en (Carr et al., 2013) se concluyó que los puentes con tímpano macizo tenían maneras de redistribuir las cargas ante el fallo del arco mediante la formación de un nuevo arco de compresión como camino alternativo. Sin embargo, esta capacidad para redistribuir las cargas de manera efectiva es muy limitada. En (J. Sun et al., 2020; Z. Xu et al., 2013; Zampieri et al., 2018) se identificaron que cargas asimétricas, deterioro de los materiales y asentamientos en las pilas pueden provocar fallos en los arcos y concentración de tensiones, desbalance en los empujes y, por ende, propagación del fallo y colapso progresivo. Adicionalmente, (Behnamfar & Afshari, 2013) identificó la incapacidad del puente para generar caminos alternativos de carga ante cargas sísmicas, ya que, ante el fallo del arco, las pilas resultaron incapaces de soportar las cargas laterales.

En conclusión, el estudio de la robustez de los puentes de obra de fábrica tiene todavía un largo camino por recorrer. Se trata de una de las tipologías en las que se encuentra el menor número de referencias, circunstancia que puede estar ligada a la naturaleza de estas estructuras. Como se mencionó previamente, el carácter continuo de estas estructuras dificulta la delimitación de “elementos” y, con ello, la aplicación directa del concepto de insensibilidad frente al fallo. Dado que la literatura sobre robustez suele partir de la eliminación hipotética de algún elemento, esta aproximación presenta una dificultad adicional en el caso de los puentes de fábrica. Por esta razón, puede decirse que el estudio de su robustez estructural se ha visto mayoritariamente limitado al fallo del arco o a desplazamientos excesivos en las estructuras de soporte. Como es esperable, estos escenarios de fallo involucran elementos críticos en este tipo de puentes que, dada su ausencia de redundancia, conducen a valoraciones desfavorables de su robustez. Por otra parte, la utilización de metodologías alternativas para el estudio de la robustez en este tipo de puentes se considera de interés, y la ausencia de evaluaciones que contemplen múltiples escenarios de fallo en los diferentes elementos del puente limita el entendimiento actual de su robustez y de los mecanismos resistentes que la caracterizan.

2.3.2 Puentes de arco atirantado

Los puentes de arco atirantado son estructuras que cuentan con un arco en la parte superior y un tablero que se ubica debajo de este, unido a los arranques del arco (Fig. 2.18). Las cargas gravitatorias se transmiten del tablero al arco mediante péndolas o cables que pueden estar orientados en ángulos diferentes. La particularidad de estas estructuras consiste en que el tablero funciona como tirante, eliminando la componente horizontal de los empujes del arco a los estribos.



Fig. 2.18 Puente de arco atirantado (Puente de la Barqueta, Sevilla, España). Fuente: fotografía del autor

En (W. Wu et al., 2018) se llevó a cabo el estudio de puentes de arco atirantado diseñados con un segundo elemento de seguridad, un “Sistema de Doble Péndola Asimétrica” (una segunda péndola de menor área transversal). Para analizar la robustez se retiraron elementos mediante el “Alternative Load Path Method”, simulando el fallo de la péndola y de su par asimétrico. Posteriormente, (B. Fan et al., 2020) contempló la evaluación de robustez ante el fallo de los tirantes con una particularidad, eliminándolos progresivamente y no de manera instantánea. De manera similar, en (Q. Chen et al., 2024) también desde un enfoque dependiente de la amenaza, se estudió la respuesta ante el fallo de péndolas simples y en secuencia considerando múltiples configuraciones. Asimismo, (B. Fan et al., 2022, 2023; B.-H. Fan et al., 2021) presentaron varios estudios de evaluación de la robustez basada en indicadores ligados a la relación demanda-capacidad, considerando el fallo de varios tipos de elementos y combinándolos para proponer una metodología que combina los diferentes enfoques para evaluar puentes de arco atirantado. En (Shao et al., 2021) se evaluó la respuesta dinámica de estos puentes ante el fallo de las péndolas y la posible propagación del fallo. Por su lado y con la intención de estudiar el colapso del puente Nanfang’ao, en (Nakamura & Miyachi, 2021) se estudió la

pérdida de péndolas por deterioro en puentes que presentaban diferentes configuraciones geométricas, entre ellas, la bifurcación del arco a la llegada a los apoyos. En paralelo, (Q. Chen et al., 2024) propuso unas variaciones geométricas en la orientación de las péndolas, determinando su influencia en la robustez. En el marco de campañas experimentales de modelos de gran escala, (K. Chen et al., 2022) llevó a cabo un ensayo reproduciendo el fallo súbito de péndolas en puentes cargados (Fig. 2.19). Como alternativas y peculiaridades, (Formisano et al., 2023) analizó un puente de esta tipología en hormigón armado mientras que en (Franck et al., 2023) se estudió el efecto de cargas explosivas en puentes de arco atirantado con tablero inferior.

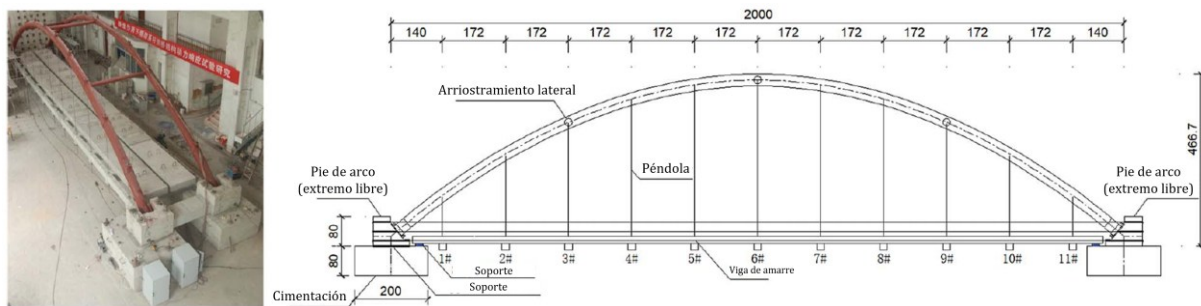


Fig. 2.19 Modelo a escala de puente de arco atirantado con tablero inferior. Fuente: adaptado de (B. Fan et al., 2022).

En lo que respecta a puentes de esta tipología, la mayoría de los análisis de robustez se realizan mediante modelos dinámicos, considerando las no linealidades geométricas y mecánicas, y poniendo de relieve la influencia del impacto dinámico en la respuesta estructural del puente. Para poder determinar la robustez, en (W. Wu et al., 2018) se partió de la relación entre la capacidad del cable y la máxima tensión obtenida durante el análisis dinámico. En (B. Fan et al., 2020) se simuló el fallo de los tirantes y se usó el factor de amplificación dinámico, una relación entre desplazamientos² y la ratio entre la demanda y la capacidad para medir la robustez. (Q. Chen et al., 2024) consideró 36 escenarios de fallo de péndola simple, y uno que involucraba el fallo múltiple de manera secuencial, analizando la robustez a partir de relaciones demanda-capacidad (DCR, por sus siglas en inglés). Más adelante, en (B. Fan et al., 2022, 2023; B.-H. Fan et al., 2021) se estudió el efecto del fallo de péndolas y tirantes y se propuso el cálculo de un índice de robustez I_{ROB}

² Los autores calculan la diferencia en los desplazamientos del nodo que conecta tablero, arco y soporte (para el puente con daños) con respecto a un valor de referencia que indica el colapso (28 cm).

a partir de “Factores de Seguridad de Capacidad de Carga”³ para péndolas, viga transversal, tirantes, arco y pila. En la misma línea (Q. Chen et al., 2024) simuló pérdidas simples y múltiples en los sistemas de péndolas con múltiples orientaciones, relacionando la robustez a partir de relaciones entre desplazamientos y DCRs al igual que (Shao et al., 2021). Desde otro enfoque, (Nakamura & Miyachi, 2021) abordaron el cálculo de robustez a partir de la determinación de multiplicadores de carga k necesarios para inducir el colapso en diferentes configuraciones geométricas ante el fallo de una péndola. En la campaña experimental descrita en (K. Chen et al., 2022), la robustez estructural se analizó a partir de la variación en la respuesta estructural en términos de desplazamientos y tensiones ante el fallo de péndolas cortas, medias y largas, en función de su posición, un coeficiente dinámico y el tiempo de rotura óptimo. Finalmente, para el puente de arco atirantado de hormigón (Formisano et al., 2023), se abordó la robustez a partir de un índice I_R , que es resultado del multiplicador de carga necesario para provocar el colapso del puente ante un daño por corrosión en los cables.

En la mayoría de los estudios, ante el fallo de péndolas simples o incluso múltiples, el puente fue capaz de redistribuir cargas a sus pares adyacentes y opuestos, activando caminos alternativos a través del tablero. En el tablero se observaron importantes incrementos en los momentos flectores según lo expuesto por (Q. Chen et al., 2024; B.-H. Fan et al., 2021; Franck et al., 2023; Nakamura & Miyachi, 2021; Shao et al., 2021; W. Wu et al., 2018). Al examinar en mayor detalle el fallo de las péndolas se pudo identificar que el fallo de péndolas cortas (cerca al apoyo) genera mayores sobrecargas sobre las péndolas adyacentes, mientras que el fallo de péndolas largas (hacia el centro de la luz) provoca mayores desplazamientos y distorsiones del tablero. Respecto a la capacidad de redistribuir cargas, es importante decir que la activación de caminos alternativos de carga necesita de suficiente rigidez en el tablero y el arco ya que, ante el fallo de una péndola, el tablero se ve sometido a momentos flectores considerables (B.-H. Fan et al., 2021), y el arco puede fallar al ver incrementada su longitud efectiva de pandeo (Q. Chen et al., 2024). Por otro lado, el fallo del tablero como tirante es uno de los escenarios más perjudiciales en este tipo de estructuras como lo demuestran los estudios de (B. Fan et al., 2020, 2022;

³ Estos factores están relacionados con el inverso de la relación demanda capacidad.

Nakamura & Miyachi, 2021) impidiendo la activación de caminos alternativos de carga por ser el elemento que contrarresta los empujes del arco.

En definitiva, el estudio de la robustez en este tipo de puentes deja conclusiones claras respecto a las metodologías empleadas y a las maneras en las que se redistribuye la carga. Por un lado, la consideración del efecto dinámico a la hora de evaluar diferentes escenarios de fallo resulta fundamental, aspecto que se encuentra directamente relacionado con la presencia de elementos tipo cable. Los diferentes estudios abordan la evaluación de la robustez a partir de la pérdida de péndolas y fallos del tablero como tirante, concluyendo que este tipo de puentes presenta buenos indicadores frente a la pérdida de péndolas simples, pero ve reducida su robustez de manera considerable cuando el fallo involucra la pérdida de varias péndolas o cuando el elemento que presenta el fallo es el tirante. Los distintos investigadores coinciden en que la redistribución de cargas pasa, en la mayoría de los casos, por el tablero, a través de la aparición de momentos flectores. Sin embargo, el entendimiento de la robustez en este tipo de puentes podría ampliarse aún más a través de estudios sistemáticos en los que se evalúe un mayor número de escenarios de fallo, teniendo en consideración fallos en el tablero, el arco y las pilas, que permitan caracterizar los mecanismos de resistencia que dotan de robustez a este tipo de puentes. Específicamente, estudios centrados en la respuesta del tablero frente a distintos escenarios de fallo podrían ayudar a entender el fenómeno de manera más integral.

2.3.3 Puentes colgantes

En este apartado se presentan los estudios más relevantes sobre la robustez estructural de puentes colgantes. El puente colgante es una estructura en la que el tablero está soportado por cables principales que se extienden de una torre a otra. La carga del tablero se transmite mediante un conjunto de cables verticales llamados pendolones o péndolas (hangers, en inglés), que se conectan directamente a los cables principales, que, a su vez, transmiten la carga a las torres. Un ejemplo de esta tipología puede observarse en la Fig. 2.20.



Fig. 2.20 Ejemplo de puente colgante: Puente de Occidente (Santa Fe de Antioquia, Colombia). Fuente: (El Colombiano, 2022; Ospina Zapata, 2022)

En (Bontempi & Giuliani, 2008) se presentó una metodología para estudiar la robustez de puentes colgantes, en la que los autores enfatizaron la conveniencia de abordar el problema desde un enfoque “Threat-Independent”, concentrándose únicamente en las consecuencias (pérdida de elementos para analizar la respuesta estructural) y no en las causas que puedan provocarlas. El fallo de péndolas en puentes colgantes auto anclados⁴ fue estudiado en (Qiu et al., 2014), mientras que en (H. Wang et al., 2022) se amplió la investigación mediante el estudio de la pérdida secuencial y simultánea de péndolas en este tipo de puentes. Posteriormente, en (H. Wang et al., 2023) se estudió con mayor detalle el comportamiento del puente tras la pérdida de una péndola, a partir de la evaluación sistemática de múltiples escenarios de fallo. En (Kalkan Okur et al., 2023) estudiaron el colapso progresivo y la robustez de un puente colgante de grandes luces en operación: el puente de Osmangazi. La variabilidad e influencia de las cargas de tráfico se contemplaron e incorporaron en los análisis de (G. Wu & Qiu, 2020). En lo que respecta a enfoques dependientes de la amenaza, el efecto de las cargas explosivas fue estudiado por (Farahmand-Tabar et al., 2019), mientras que la redistribución de cargas en escenarios de incendio fue analizada por (W. Chen et al., 2024). El uso de métodos simplificados⁵ se utilizó en (Shoghijavan & Starossek, 2018a, 2018b) para evaluar la respuesta estructural ante el fallo de una péndola, y posteriormente en (Shoghijavan & Starossek, 2021) se

⁴ Un puente colgante autoanclado es una estructura donde los cables principales se anclan directamente a los extremos del tablero en lugar de al terreno

⁵ El método simplificado propuesto por Shoghijavan (2018) sustituye el complejo análisis de sistemas de ecuaciones lineales por una función de aproximación diseñada para calcular rápidamente el incremento de carga en el cable más crítico tras una falla local

desarrolló una metodología para evaluar la robustez en puentes colgantes y atirantados basada en un indicador de reserva. Finalmente, el estudio de la robustez en puentes colgantes desde un enfoque probabilista se presentó en (Yang & Ghosn, 2015) a partir del uso de índices de fiabilidad β .

Respecto a las diferentes metodologías para cuantificar la robustez, en (Bontempi & Giuliani, 2008) se emplearon modelos dinámicos no lineales estudiar el efecto del fallo de una péndola sobre las péndolas vecinas y el fallo de varias péndolas en función de su localización. En (Qiu et al., 2014) se utilizaron modelos estáticos y dinámicos no lineales para evaluar la robustez a partir de la relación de tensiones del puente, con y sin daños, y se consideró también el análisis del factor de amplificación dinámica (DAF, por sus siglas en inglés) y escenarios de fallo simples y múltiples. En (H. Wang et al., 2022) se estudió la robustez con ayuda de relaciones demanda-capacidad (DCRs), vinculando la robustez con el número de fallos (secuenciales y simultáneos) en péndolas necesarios para llevar el puente al colapso progresivo. De forma complementaria, en (H. Wang et al., 2023) se simularon 35 escenarios de fallos individuales en péndolas, evaluando la robustez del puente a partir de relaciones demanda-capacidad (DCRs), factores de amplificación dinámica y relaciones de tensiones para los estados con y sin daño. Los autores de (Kalkan Okur et al., 2023) desarrollaron modelos estáticos y dinámicos no lineales para simular la pérdida secuencial de varias péndolas y cuantificaron la robustez a través del número de fallos necesarios para obtener un colapso progresivo y de relaciones demanda-capacidad (DCRs). En (G. Wu & Qiu, 2020) se emplearon modelos dinámicos no lineales para simular escenarios de fallo correspondientes a la pérdida de una o más péndolas bajo distintas condiciones de tráfico y, al igual que en los otros estudios, se evaluó la robustez mediante relaciones demanda-capacidad (DCRs) y teniendo en cuenta el factor de amplificación dinámica (DAF). En el caso de acciones extremas, (Farahmand-Tabar et al., 2019) analizaron la respuesta de un puente colgante ante explosiones mediante modelos dinámicos no lineales, calculando la robustez a partir de cambios en fuerzas internas, desplazamientos nodales y la activación de rótulas plásticas, mientras que en (Ali et al., 2022) se planteó una alternativa simplificada para simular explosiones evaluando la robustez con relaciones demanda-capacidad (DCRs) asociadas a las tensiones inducidas por la explosión. Para los escenarios de incendio, (W. Chen et al., 2024) estudiaron la redistribución de cargas mediante modelos dinámicos no lineales. Finalmente, en (Yang &

Ghosn, 2015) se realizaron análisis dinámicos no lineales considerando el fallo de una o más péndolas consecutivas, midiéndose la robustez a partir de índices de fiabilidad estructural β . Un indicador de reserva (RI_r) fue el parámetro utilizado en (Shoghijavan & Starossek, 2021) y depende del aumento de tensiones en los tirantes o péndolas adyacentes al fallo considerando la sollicitación del elemento, el incremento en carga debido al fallo y la capacidad de este.

En relación con la redistribución de cargas, en (Qiu et al., 2014) se concluyó que, ante el fallo de una péndola, las cargas se redistribuían considerablemente hacia las péndolas adyacentes, mientras que en (Bontempi & Giuliani, 2008) se analizó la influencia de la posición de la péndola sujeta a fallo y se concluyó que el puente era más sensible a la pérdida de aquellas que se ubicaban en el centro de la luz. Resultados similares se obtuvieron en (H. Wang et al., 2022) , donde la redistribución de cargas asociada a la pérdida secuencial o simultánea de péndolas podía conducir al colapso progresivo al superarse la capacidad de los elementos vecinos. De esta manera, en una investigación posterior en (H. Wang et al., 2023) y (Kalkan Okur et al., 2023) se corroboró que los daños en péndolas tenían efectos predominantemente locales, siendo los elementos vecinos los que asumían la carga de la péndola dañada. En (Shoghijavan & Starossek, 2018a, 2018b) se demostró que la redistribución de cargas tras el fallo de una péndola se realizaba a través del tablero del puente. Esta conclusión fue confirmada y ampliada en (G. Wu & Qiu, 2020), en donde se concluyó que la presencia del tráfico podía generar torsiones sobre el tablero, amplificando el efecto de la pérdida de una péndola y reduciendo su capacidad de redistribuir las cargas de forma efectiva. En (Yang & Ghosn, 2015) se identificó que el uso de mayores factores de seguridad en el diseño y construcción de las péndolas permitía el fallo de un mayor número de péndolas antes del colapso. En los estudios dependientes de la amenaza (donde sí se considera la causa del fallo; v.g. explosión, impacto, incendio, corrosión), se observó que la redistribución de cargas y la integridad estructural del puente estaban condicionadas por la localización y características de la acción extrema considerada, tanto en escenarios de explosión como de incendio (Ali et al., 2022; W. Chen et al., 2024; Farahmand-Tabar et al., 2019).

En conclusión, el estudio de la robustez en puentes colgantes arroja resultados similares a los obtenidos para otras tipologías. El uso de modelos dinámicos, o su vertiente simplificada a través de factores de amplificación dinámica, son fundamentales

a la hora de evaluar la pérdida de elementos en este tipo de puente. La revisión de los diferentes artículos permite identificar que el fallo de péndolas simples, múltiples, secuenciales y simultáneas ha sido ampliamente estudiado, lo que permite identificar los buenos indicadores de robustez de estas estructuras ante daños en este tipo de elementos. La redistribución de cargas ante la pérdida de una péndola puede resumirse en un proceso simple en el que las péndolas vecinas y opuestas se cargan, incrementándose los momentos flectores en el tablero. Sin embargo, la pérdida de varias péndolas puede rápidamente agotar la capacidad a flexión del tablero, induciendo su fallo y provocando el colapso. Aunque la investigación de robustez es muy completa en cuanto a la pérdida de péndolas, no se encuentran estudios que evalúen de manera detallada tanto el comportamiento del tablero ante diferentes tipos de fallo, como escenarios en los que los cables principales y las torres se vean afectados. Por otro lado, la ausencia de campañas experimentales de modelos a gran escala limita el alcance de las conclusiones y, su inclusión permitiría un mejor entendimiento del fenómeno.

2.3.4 Puentes atirantados

En este apartado se presentan los estudios más relevantes sobre la robustez estructural de puentes atirantados. El puente atirantado es una estructura en la que el tablero está soportado por un sistema de tirantes inclinados que se anclan directamente a las torres o pilonos (Fig. 2.21). La carga del tablero se transmite a través de este conjunto de tirantes hacia las torres, las cuales, a su vez, transmiten las cargas hacia las pilas y cimentaciones. Es conveniente mencionar que, en puentes atirantados, tirante se refiere al cable que conecta el tablero directamente con la torre, mientras que, en la tipología de arco atirantado, tirante se refiere a la actuación del tablero como elemento a tracción que vincula los extremos del arco.

En lo que respecta a los puentes atirantados, la investigación puede remontarse a principios de los años 90. Aunque (Seif & Dilger, 1990) no constituyó un estudio propiamente dicho de robustez, se utilizaron modelos no lineales con el objetivo de estudiar el comportamiento estructural del sistema de tirantes bajo distintas configuraciones geométricas y condiciones de apoyo del tablero sobre la torre. Posteriormente, en (Chang & Yan, 2006) se utilizó un enfoque “Threat-Independent”,

introduciendo múltiples escenarios de fallo en los que se incluían daños en los apoyos, el tablero y los tirantes.



Fig. 2.21 Ejemplo de puentes atirantados (Puente Pumarejo antiguo (izquierda) y Puente Pumarejo nuevo (derecha), Barranquilla, Colombia). Fuente: (Agencia Kronos, 2024).

En la investigación planteada en (Wolff & Starossek, 2009) se partió de la definición formal de robustez como “insensibilidad ante un fallo local” para analizar los efectos del fallo en los tirantes, adoptándose igualmente un enfoque “Threat-Independent”. En esta misma línea, en (Cai et al., 2012) y (Aoki et al., 2013) se revisaron y estudiaron distintas metodologías para evaluar la robustez en puentes atirantados a partir de la eliminación de elementos siguiendo un enfoque independiente de la amenaza. Un enfoque paramétrico fue presentado en (Naji & Ghiasi, 2019), donde se sometió un puente atirantado a la pérdida de un solo tirante con la particularidad de emplear análisis dinámico incremental. Por su parte, en (D. Yan & Chang, 2010) se presentó una alternativa a los modelos estáticos y dinámicos no lineales basada en el límite plástico, balances de energía y el trabajo virtual. En (X. Zheng et al., 2021) se estudió la robustez de un puente que combinaba dos tipologías estructurales, un puente atirantado con tablero en celosía metálica, una combinación que no había sido ampliamente estudiada. En cuanto a enfoques probabilistas, (Feng & Cai, 2009) propusieron evaluar la robustez a través del cálculo de fiabilidad estructural. En lo que respecta a enfoques “Threat-Dependent”, el daño por explosión fue abordado en (Hashemi et al., 2016, 2017, 2021; D. Yan & Chang, 2009) mientras que en (Lu & He, 2016) se incorporaron modelos de deterioro por corrosión en los tirantes. Un enfoque diferente fue propuesto en (Marjanishvili et al.,

2017), donde la robustez se definió como función de la topología del sitio⁶ y la geometría estructural. Finalmente, la investigación presentada en (Y. Zheng et al., 2019, 2022) constituyó uno de los primeros intentos por recrear experimentalmente el colapso progresivo de puentes atirantados bajo acciones sísmicas (Fig. 2.22).

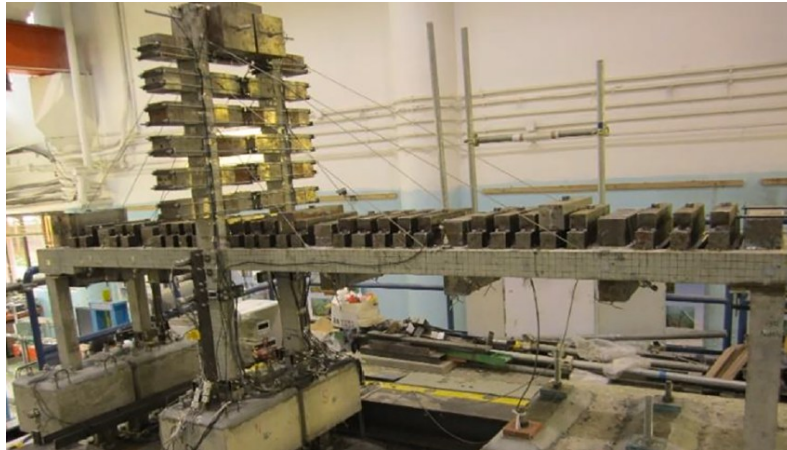


Fig. 2.22 Modelo a escala de puente atirantado (tomado de (Y. Zheng et al., 2022))

Examinando en detalle las metodologías y maneras en las que se cuantificó la robustez, en (Seif & Dilger, 1990) utilizaron modelos estáticos no lineales incrementales para determinar la carga última para diferentes configuraciones geométricas de los tirantes y distintas condiciones de apoyo del tablero. En (Chang & Yan, 2006) se simulaban daños en los tirantes y en el apoyo del tablero sobre el pilón, analizando la robustez de forma indirecta a través de un índice de vulnerabilidad SD que relacionaba la energía de deformación y la traza de matriz de rigidez para los estados con y sin daño. En (Wolff & Starossek, 2009) se emplearon modelos dinámicos no lineales para evaluar la robustez a través del fallo de tirantes, originado por el fallo inicial de uno en particular, y se analizó la conveniencia de usar el factor de amplificación dinámica (DAF). El colapso del puente Morandi fue analizado en (Scattarreggia et al., 2022) mediante métodos analíticos, modelos de elementos finitos (FEM) y elementos aplicados (AEM), determinando la robustez a partir de relaciones demanda-capacidad (DCRs) de elementos y conjuntos de elementos. En (Q. Chen et al., 2023) se utilizaron modelos dinámicos no lineales y relaciones demanda-capacidad (DCRs) evaluadas en tres instantes distintos, antes,

⁶ La topología se cuantifica mediante la función que representa la probabilidad acumulada de daño ante una medida de intensidad específica, definiendo así la exposición esperada de la estructura a cargas extremas según su ubicación en el sitio

durante (pico dinámico) y después del fallo (estabilización) de tirantes, con el objetivo de clasificar la robustez en función del tipo y la localización del fallo. En (D. Yan & Chang, 2010) se analizó el efecto de fallos súbitos en el tablero en diferentes posiciones, midiendo la robustez mediante un multiplicador de carga N necesario para provocar el colapso del puente. En (Cai et al., 2012) y (Aoki et al., 2013) se emplearon modelos estáticos, dinámicos, lineales y no lineales para evaluar el efecto de fallos simples, múltiples y secuenciales, utilizando relaciones demanda-capacidad (DCRs) para medir la robustez y considerando la conveniencia del uso del factor de amplificación dinámica. En (Naji & Ghiasi, 2019) se empleó un análisis dinámico incremental para construir curvas de capacidad y registrar factores de carga asociados a desplazamientos relacionados con niveles de desempeño. En (X. Zheng et al., 2021, 2022) se desarrollaron modelos numéricos estáticos no lineales calibrados con datos reales, utilizando la eliminación de elementos para simular daños en tirantes como en cordones de celosía, midiendo el desempeño a través de la comparación de curvas de capacidad y factores de carga (Fig. 2.23), y la robustez mediante un indicador multifactorial⁷ (Fig. 2.24). En escenarios de fallo donde se replican explosiones, (D. Yan & Chang, 2009) emplearon modelos dinámicos no lineales bidimensionales y emplearon metodologías tipo árbol de fallos (*Fault-Tree*) alimentados con índices de fiabilidad β para abordar la robustez ante fallos por explosión. Este mismo índice se utilizó en (Feng & Cai, 2009), donde la insensibilidad al fallo se estimó a través de la probabilidad de colapso como función de las probabilidades relacionadas con la manifestación de la amenaza y la aparición de fallos locales. En (Hashemi et al., 2016, 2017) se simularon explosiones en el tablero, tirantes y pilones, incorporando la variable “tráfico” para evaluar la robustez mediante relaciones demanda-capacidad (DCRs). En (Mudragada & Mishra, 2021) se utilizaron modelos estáticos no lineales para simular explosiones, removiendo posteriormente los elementos afectados y evaluando la robustez mediante relaciones DCR y la activación de rótulas plásticas. En (Lu & He, 2016) se llevaron a cabo simulaciones dinámicas no lineales considerando el deterioro por corrosión en los tirantes y se determinó la robustez a partir de un indicador de desempeño basado en el número de tirantes cuyo fallo conducía a un estado dado de tensiones. En (Y. Zhou & Chen, 2014) y (Y. Zhou & Chen, 2015) se emplearon modelos

⁷ Se proponen cuatro índices fundamentales asociados a la rigidez, capacidad de carga, redundancia y energía de deformación. Cada uno de estos indicadores provee información del puente con y sin daños y, al ubicarlos en un gráfico de radar (Fig. 2.24) permiten cuantificar la robustez a partir del área del polígono resultante (I_{rob}).

dinámicos y estáticos no lineales incorporando cargas de viento y tráfico, ratificando la necesidad del uso del factor de amplificación dinámico (DAF) y analizando la activación de rótulas plásticas. En (Das, Pandey, Soumya, Mahesh, et al., 2016) y (Das, Pandey, Soumya, & Mahesh, 2016) se estudió el fallo sucesivo de varios cables mediante modelos dinámicos no lineales. Finalmente, en (Tang et al., 2024) se estimó la robustez a partir del número de fallos en los tirantes necesarios para alcanzar condiciones cercanas al colapso parcial o total durante un evento sísmico.

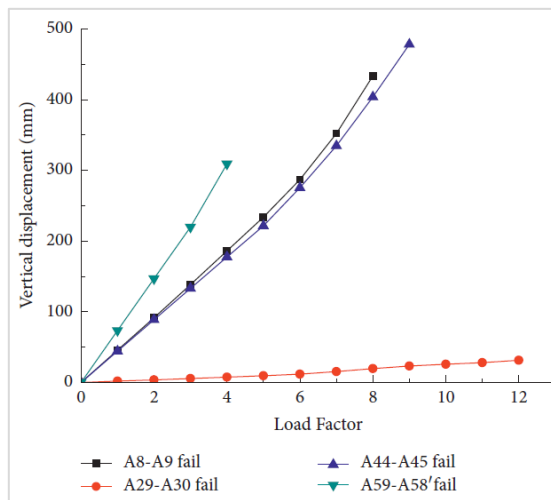


Fig. 2.23 Factores de Carga para comparar la respuesta del puente atirantado ante diferentes escenarios de fallo. Fuente: (X. Zheng et al., 2021)

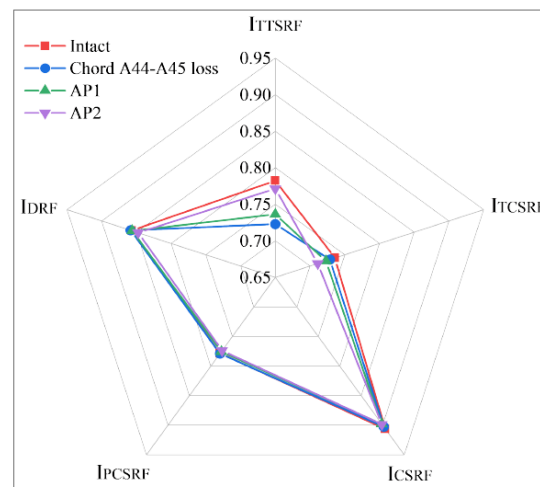


Fig. 2.24 Gráfico de radar que integra diferentes medidas de robustez. Fuente: (X. Zheng et al., 2022)

Las principales conclusiones en lo que respecta a la redistribución de carga pueden observarse en (Wolff & Starossek, 2009) donde se concluyó que el puente era capaz de soportar la pérdida de uno o dos tirantes adyacentes, situaciones en las cuales el puente era capaz de activar los caminos alternativos de carga. De igual manera, estos autores identificaron que la redistribución efectiva de carga no depende, únicamente, del número de tirantes que fallan antes del colapso sino de la capacidad del tablero a soportar los momentos flectores, torsiones y fuerzas cortantes que se desarrollan ante el fallo de uno o más tirantes. Estas conclusiones van en concordancia con lo expuesto en (Scattarreggia et al., 2022), donde el fallo de un solo tirante provocó el fallo del tablero y, sucesivamente, el colapso del puente. Respecto a la posición del fallo del tirante, en (Naji & Ghiasi, 2019) se observó que fallos de tirantes largos y ubicados en el centro de la luz provocaron mayores desplazamientos y momentos flectores en el tablero, situación en la que la

activación de caminos alternativos de carga dependerá, por un lado, de la rigidez a flexión y torsional del tablero y, por otro lado, de la capacidad de los tirantes adyacentes a soportar las cargas tras la redistribución. Sin embargo, en (Wolff & Starossek, 2009) y (Q. Chen et al., 2023) se evidencia cómo el fallo de tirantes cortos y ubicados cerca de las torres puede llegar a inducir momentos que la desequilibran, pudiendo llegar a provocar el fallo de este elemento e, inmediatamente, un colapso súbito de la estructura (Fig. 2.25 y Fig. 2.26).

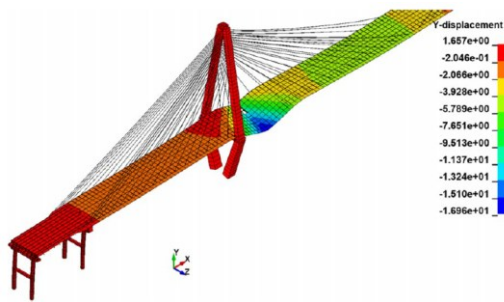


Fig. 2.25 Desplazamientos verticales para el fallo de un tirante corto. Fuente: (Q. Chen et al., 2023)

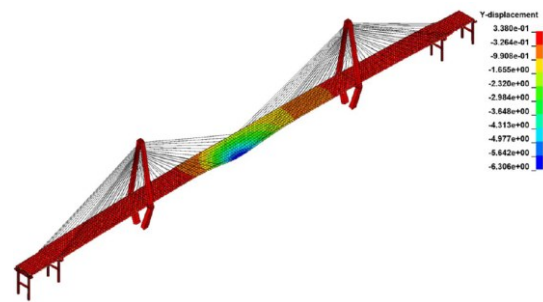


Fig. 2.26 Desplazamientos verticales para el fallo de un tirante largo. Fuente: (Q. Chen et al., 2023)

Adicionalmente, si se analizan los resultados para escenarios desde una metodología “Threat-Dependent”, las conclusiones no son muy diferentes. En (Mudragada & Mishra, 2021) concluyeron que explosiones cercanas a la mitad de la luz o a la torre podían resultar altamente perjudiciales, ya que ante el fallo de múltiples cables y de la torre, el puente es incapaz de activar los caminos alternativos de carga y, por lo tanto, la robustez ante las explosiones en este tipo de puentes está directamente ligado a la rigidez a flexión del tablero y a la longitud y cercanía del tirante a la torre. Respecto a la respuesta a eventos sísmicos, en (Y. Zheng et al., 2019, 2022) se observaron considerables fallos por cortante y flexión en el pie de la torre, mientras que los cables apenas se veían afectados. En (Tang et al., 2024) se concluyó que los puentes atirantados presentaban una alta sensibilidad al fallo de tres o más tirantes, especialmente de aquellos más largos y alejados del pilón, debido a su papel en el control de los desplazamientos laterales. Finalmente, en (X. Zheng et al., 2021) y (Y. Zheng et al., 2022) al estudiar un puente con tipologías mixtas⁸, concluyeron que el conjunto de tirantes se asemeja más a un sistema en paralelo, mientras que la celosía en acero, que cumplía función de tablero, se comportaba más como un

⁸ Cuando se menciona “puente con tipologías mixtas” se hace referencia a un puente atirantado cuyo tablero es, en sí mismo, una celosía de acero.

sistema en serie. Es decir, el fallo local de elementos en la celosía es más perjudicial para la integridad del tablero que el fallo de un tirante para la integridad del puente.

Los puentes atirantados constituyen una de las tipologías más estudiadas en la literatura científica en cuanto a robustez estructural. Metodologías dependientes e independientes de la amenaza han sido utilizadas para evaluar un amplio portafolio de escenarios de fallo, con énfasis en el análisis del fallo de los tirantes. La redistribución de cargas es muy similar a la observada en puentes de arco atirantado y puentes colgantes: ante el fallo de un tirante, el tablero experimenta la aparición de grandes momentos flectores que, si son resistidos, permiten la activación de caminos alternativos de carga. En el caso de los puentes atirantados, la rigidez del tablero resulta aún más determinante debido a la magnitud de los momentos flectores que se desarrollan. Por esta razón, la robustez de este tipo de puentes se encuentra estrechamente ligada a la capacidad del tablero para resistir momentos flectores y torsiones. No obstante, al igual que en otras tipologías, el estado del arte presenta una carencia de estudios sistemáticos que evalúen múltiples escenarios de fallo y permitan analizar en profundidad la respuesta del tablero y, de este modo, caracterizar los modos de fallo y los mecanismos resistentes que se activan en la estructura.

2.3.5 Puentes en celosía

En este apartado se presentan los estudios más relevantes relacionados con el estudio de robustez estructural en puentes de celosía metálica (Fig. 2.27 y Fig. 2.28). Los puentes de celosía metálica pueden entenderse como un entramado de barras dispuestas triangularmente y que cumplen la función de una viga para cubrir grandes luces. La disposición geométrica de las barras favorece la resistencia a la flexión global. Las fuerzas internas son principalmente de tracción y compresión, siendo muy reducidos los momentos flectores. En términos generales, el funcionamiento de estos puentes depende de tres sistemas (1) las celosías principales, que constituyen el principal elemento de resistencia global de la estructura; (2) los arriostramientos, que se encargan de repartir las cargas entre las celosías, mantener la forma de la sección transversal y resistir las acciones horizontales; y (3) los elementos que conforman el tablero, responsables de transferir las cargas de tráfico al resto del sistema estructural.



Fig. 2.27 Puente de celosía de acero (Pont del Quisi, Benissa, España). Fuente: fotografía del autor



Fig. 2.28 Pasarela de celosía de acero (Pasarela Casa del Agua, Valencia, España). Fuente: fotografía del autor

Uno de los primeros estudios relacionados con robustez en puentes en celosía se presentó en (King & Duan, 2003). En el artículo se estudiaron puentes tipo Bailey y se llevó a cabo una campaña experimental con modelos a escala 1:6 (Fig. 2.29), en la que se replicaron daños severos y moderados en las diagonales (elemento de las cerchas principales) y en los arriostramientos. Siguiendo la línea de estudios experimentales destinados a analizar la robustez, el colapso progresivo y el efecto de daños locales, está la propuesta planteada en (Brunell & Kim, 2013), donde los autores diseñaron un puente compuesto por dos celosías tipo Warren y lo escalaron a 1:20 (Fig. 2.30) para estudiar su comportamiento en el laboratorio.

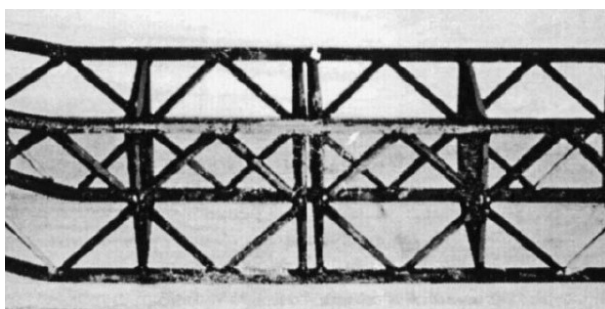


Fig. 2.29 Celosía de acero tipo Bailey. Fuente: (King & Duan, 2003)

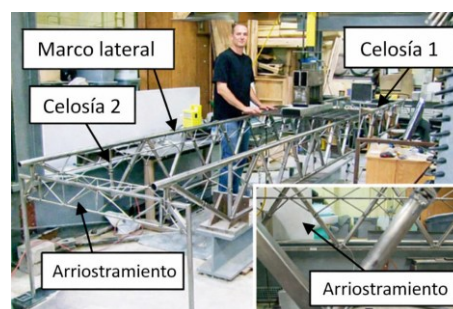


Fig. 2.30 Modelo experimental con celosías tipo Warren. Fuente: (Brunell & Kim, 2013)

Si bien no es un estudio centrado en puentes, en (X. Zhao et al., 2017) y (S. Yan et al., 2017) se realizó uno de los primeros esfuerzos por caracterizar los mecanismos de resistencia en celosías metálicas, combinando campañas experimentales y simulaciones numéricas para analizar la respuesta estructural ante la pérdida de elementos. Como ejemplo de experimentos de modelos a gran escala, en (Buitrago et al., 2021) se llevó a cabo un ensayo

de laboratorio a escala real sobre un tramo de puente de celosía metálica tipo Pratt de 21 metros (Fig. 2.31 y Fig. 2.32). El modelo experimental provenía del desmantelamiento de un puente en la provincia de Alicante, España, constituyendo uno de los pocos estudios experimentales en los que se ensayó un segmento real de puente. La investigación previamente descrita constituye un antecedente directo de la presente tesis doctoral. De ella derivaron dos publicaciones: ((Bertolesi et al., 2021)), centrada en fatiga, y ((Buitrago et al., 2021)), centrada en robustez. En esta última se replicaron escenarios de fallo en diagonales y se analizó la activación de los ALPs asociados a este tipo de fallo, sin abordar en detalle los mecanismos resistentes.



Fig. 2.31 Escenarios de fallo en puente real.
Fuente: adaptado de (Buitrago et al., 2021).



Fig. 2.32 Segmento del puente real ensayado en
(Buitrago et al., 2021).

Uno de los primeros estudios relacionados con robustez en puentes en celosía se presentó en (Miao & Ghosn, 2009) se introdujo el uso de índices de fiabilidad estructural como marco conceptual para evaluar la robustez y/o vulnerabilidad en puentes de celosía de acero. Posteriormente, en (Liu et al., 2013) se desarrolló un estudio sobre robustez y caminos alternativos de carga en puentes de celosía de acero con tipología Warren mediante modelos estáticos no lineales y cargas incrementales. Una metodología de evaluación basada en consecuencias se presentó en (Olmati, Brando, et al., 2013) y (Olmati, Gkoumas, et al., 2013), proponiendo un método calculado a partir de la diferencia relativa de los valores propios de la matriz de rigidez del puente con y sin daños. Los análisis a partir de árboles de fallo (*Fault Tree*) también han sido utilizados en puentes de celosía. Ejemplo de ello es el estudio desarrollado en (Sangiorgio et al., 2022) donde, con un enfoque independiente de la amenaza e integrando modelos de fatiga y deterioro por corrosión, se estudió la robustez y colapso progresivo en puentes de esta tipología. El uso de ecuaciones de interacción que contemplaron la plastificación en función de la forma del perfil, las cargas axiales y los momentos flectores en las relaciones demanda-

capacidad se presentó en (Khuyen & Iwasaki, 2016). Las ecuaciones de interacción también fueron utilizadas en (Lin et al., 2017), donde incorporaron la demanda con la capacidad calculada a partir de la interacción de carga axial, momento flector y pandeo, partiendo de datos reales obtenidos en una campaña de monitorización de un puente en Japón. Esta metodología que integra relaciones demanda-capacidad con modelos dinámicos no lineales desde un enfoque independiente de la amenaza ha sido una de las más utilizadas para cuantificar la robustez en este tipo de puentes, como se expone en (X. Chen et al., 2022, 2023; H. Li, Agrawal, et al., 2022; H. Li, Shen, et al., 2022; Tajima et al., 2021). Combinando datos de monitorización con modelos numéricos detallados, (Careda et al., 2022) y (Porcu et al., 2025) utilizaron datos reales capturados durante campañas de monitorización de puentes de celosía de acero en operación como punto de partida para llevar a cabo análisis de robustez. Finalmente, en (López et al., 2025) se presentó una metodología de evaluación de la vulnerabilidad a nivel de elemento mediante modelos estáticos no lineales y un indicador específico de demanda.

En lo que respecta a las metodologías de evaluación de la robustez estructural a partir de indicadores, en (King & Duan, 2003) esta cuantificación se abordó de forma indirecta mediante la comparación de las cargas límite y de las curvas carga-desplazamiento, así como a través del análisis de los modos de fallo. El estudio se llevó a cabo en puentes tipo Bailey, para los cuales se reprodujeron daños severos y moderados en diagonales. En particular, el daño severo se modeló mediante la retirada completa de las diagonales, mientras que el daño moderado se representó mediante la reducción del área transversal de los elementos. Adicionalmente, se consideró el fallo del arriostramiento lateral mediante modelos construidos sin estos elementos. En (Brunell & Kim, 2013) se cuantificó la robustez a través de varios indicadores, entre los que destacan aquellos calculados a partir de la relación entre el puente con y sin daños, como el índice de daño DI , la energía de deformación normalizada U_n e índices de seguridad (global y local) calculados a partir de los desplazamientos. Respecto a los escenarios de fallo, evaluaron 16 escenarios diferentes en los que se retiraron diagonales, lo que sirvió para calibrar los modelos numéricos utilizados para cuantificar la robustez. La robustez del puente a escala real de 21 m presentado en (Buitrago et al., 2021) se midió a través de la variación de la respuesta estructural del puente en términos de deformaciones, tensiones y desplazamientos para fallos totales y parciales en las diagonales externas (Fig. 2.31). En

(Liu et al., 2013) se desarrollaron modelos estáticos no lineales aplicando cargas incrementales y simulando escenarios de fallo en los que retiraron cordones inferiores y superiores, montantes y diagonales, y midiendo la robustez a través de factores multiplicadores de carga y curvas de fragilidad. En la misma línea, en (Khuyen & Iwasaki, 2016) se utilizaron modelos estáticos no lineales y ecuaciones de interacción flexo-tracción y flexo-compresión dentro de relaciones demanda-capacidad. Como alternativa para optimizar el gasto computacional, en (Lin et al., 2017) se construyeron y validaron modelos estáticos lineales a partir de datos reales de monitorización, simulándose seis escenarios de fallo en cordones superiores e inferiores. Emplearon también relaciones demanda-capacidad como medida de robustez e indicador para retirar elementos, eliminándolos al superar su capacidad y reemplazándolos por fuerzas equivalentes. En (Careda et al., 2022) y (Porcu et al., 2025) se utilizaron modelos estáticos no lineales con alto nivel de detalle validados con una extensa base de datos de monitorización en campo, midiendo la robustez con un índice ρ que relacionaba los desplazamientos máximos en la estructura en sus dos estados, con y sin daños. En lo que respecta a los escenarios de fallo, se reprodujo la pérdida de cordones, montantes, diagonales, largueros y vigas transversales que, en el caso de (Porcu et al., 2025), eran el resultado de un interesante esfuerzo por integrar una metodología “Threat Dependent” eliminando los elementos más susceptibles de fallar por fatiga, deterioro y colisión. Con el objetivo de capturar la influencia del impacto dinámico, en (S. Yan et al., 2017) se utilizaron datos experimentales para validar simulaciones numéricas con análisis dinámicos no lineales bidimensionales, reproduciendo la pérdida de elementos y midiendo la robustez mediante relaciones demanda-capacidad, desplazamientos, deflexiones y deformaciones unitarias. La evolución de esta metodología puede observarse en los trabajos de (X. Chen et al., 2022, 2023; H. Li, Shen, et al., 2022; Tajima et al., 2021) donde se emplearon modelos dinámicos no lineales para eliminar elementos desde un enfoque “Threat-Independent” y cuantificando la respuesta mediante relaciones demanda capacidad (DCRs) que consideraron la interacción de cargas axiales, momentos flectores y pandeo. En (Hao, 2010b), (Hao, 2010a) y (Hao, 2011) se emplearon modelos cuasiestáticos no lineales mediante el Moving Particle Finite Element Method (MPFEM), para los cuales se abordaba el fallo local desde un enfoque “Threat-Dependent” asociado a daño por corrosión, bloqueo de apoyos, gradientes térmicos y defectos en elementos y midiendo la robustez a

través de la variación de momentos equivalentes y relaciones demanda-capacidad. En (Miao & Ghosn, 2009) se abordó el problema desde el cálculo de índices de fiabilidad asociados a diferentes estados límite ante la aplicación de carga incremental: β_{member} , β_{ult} , β_{funct} , $\beta_{damaged}$ que se relacionan con la probabilidad de fallo de un elemento, la probabilidad de fallo del puente sin daños (asociada a su capacidad de carga), la probabilidad de fallo del puente sin daños (asociada a su funcionalidad) y la probabilidad de fallo asociada al colapso del puente como resultado de la aparición y propagación del fallo respectivamente. Para el análisis final, los autores utilizan un índice de fiabilidad relativo $\Delta\beta$ y concluyen que la multiplicidad de elementos en los puentes de celosía proporciona varios caminos alternativos de carga. Finalmente, en (López et al., 2025) se desarrollaron modelos estáticos no lineales simulando escenarios de fallo en cordones, diagonales, montantes y arriostramientos y utilizando, como indicador de robustez, el “State of Demand” (S_oD), en esencia, una relación demanda-capacidad (DCR) que discrimina el resultado en función del tipo de tensión a la que se ve sometido el elemento (tracción o compresión).

Al hacer una recopilación de las principales conclusiones sobre robustez y redistribución de cargas en puentes de celosía metálica, se puede decir que, en buena parte de los estudios, se señaló que la presencia de arriostramientos y vigas transversales entre celosías representaba una potencial plataforma para la activación de caminos alternativos de carga. Es por esto por lo que la multiplicidad de elementos de conexión en puentes de celosía metálica, como los arriostramientos y el tablero, le proporciona al puente la capacidad de activar diferentes caminos alternativos de carga de acuerdo con (Miao & Ghosn, 2009). De esta manera, ante el fallo de un elemento de la cercha principal (diagonal, cordón o montante), la redistribución de cargas pasa por fenómenos globales de torsión y transferencias de carga entre celosías, involucrando la respuesta de los elementos antes mencionados como se pudo evidenciar en (X. Chen et al., 2022, 2023; H. Li, Agrawal, et al., 2022; H. Li, Shen, et al., 2022; Tajima et al., 2021). Ejemplo de esto se pudo observar en (Brunell & Kim, 2013), donde la ausencia de un sistema de arriostramiento lateral repercutió de manera severa en la capacidad del puente para redistribuir cargas de manera efectiva. En lo que respecta al fallo de montantes o diagonales, la pérdida de estos elementos provocaba la aparición de momentos flectores en los elementos vecinos, un comportamiento característico de un mecanismo de

resistencia tipo “Viga Vierendeel” según los expuesto por (Buitrago et al., 2021; Careda et al., 2022; Liu et al., 2013; Porcu et al., 2025). Al hacer énfasis en los escenarios de fallo en los que se tuvieron en cuenta los cordones, una de las primeras aproximaciones en cuanto a los mecanismos de resistencia (S. Yan et al., 2017) y (X. Zhao et al., 2017) permite entender que, ante el fallo del cordón superior, la estructura respondía mediante la activación de un mecanismo de tipo catenaria (tensando los cordones inferiores) mientras que, ante el fallo del cordón inferior, la estructura formaba un arco de compresiones (comprimiendo los cordones superiores). Sin embargo, estos resultados deben tomarse con cautela a la hora de utilizarlos en puentes en donde las cargas son considerablemente superiores y las uniones mucho más rígidas. Evidencia de ello se encontró en (Lin et al., 2017; Liu et al., 2013; Porcu et al., 2025). En estas investigaciones se observó que la pérdida del cordón superior se tradujo en una reducción significativa de los índices de robustez, exponiendo que su fallo, impedía la activación de caminos alternativos de carga y podría llevar la estructura al colapso. Por otro lado, ante el fallo del cordón inferior, se observó una redistribución de cargas efectiva de una cercha principal a la otra, con baja probabilidad de colapso (Liu et al., 2013), acompañada de un aumento en sus desplazamientos (Careda et al., 2022) y de las tensiones de compresión en los cordones superiores (Buitrago et al., 2021). Aunque estas observaciones dependen, en cierta medida de la posición del tablero (inferior y superior), por su contribución como estructura auxiliar de redistribución de carga, en la mayoría de los casos, la robustez del puente ante el fallo del cordón superior fue considerablemente inferior a la obtenida con el fallo del cordón inferior. En último lugar, aunque igualmente significativo, es importante mencionar los hallazgos encontrados en (Hao, 2010b, 2010a, 2011), donde se concluyó que la redistribución efectiva de cargas mencionada anteriormente depende de la integridad y rigidez de las conexiones y la reducción de la capacidad de carga residual de este tipo de puentes ante el fallo local (King & Duan, 2003).

En conclusión, aunque la robustez estructural en puentes de celosía metálica ha sido ampliamente estudiada mediante modelos computacionales y ensayos experimentales, la literatura disponible es, en gran medida, desagregada y centrada en escenarios de fallo muy específicos, lo que limita una evaluación integrada de la robustez estructural. El gran número de elementos interconectados, así como las diferentes configuraciones tipológicas (Pratt, Warren, Bailey, etc.), hacen de esta tipología

una fuente de datos especialmente valiosa para evaluar los efectos del fallo de un elemento. En general, los investigadores encontraron que la robustez de estos puentes es muy sensible a la posición del tablero y al tipo de elemento que presenta el fallo. Esta respuesta puede caracterizarse a través de fenómenos como la aparición de momentos, torsiones y la transferencia de cargas entre celosías. Fallos en diagonales y montantes inducen la aparición de momentos flectores a nivel local, mientras que fallos en los cordones suelen venir acompañados de incrementos considerables en las deformaciones de la estructura. La presencia de arriostramientos favorece la activación de caminos alternativos de carga. Las referencias estudiadas abordan el tema desde el fallo puntual de un número limitado de elementos e identifican algunos aspectos de la redistribución de cargas y de los caminos alternativos de carga. Sin embargo, la multiplicidad de elementos y las diferentes posibilidades de activación de caminos alternativos de carga requieren un análisis sistemático que evalúe un gran número de escenarios de fallo y permita formular tendencias de carácter general, un esfuerzo que no ha sido llevado a cabo hasta el momento.

2.4 Conclusiones del estado del arte

A lo largo de los diferentes subapartados anteriores se han ido presentando las conclusiones parciales del estado del arte para cada tipología analizada, poniendo el foco en las metodologías empleadas, los escenarios de fallo considerados, la activación de ALPs y los mecanismos de redistribución que ayudan a describirlos.

Los puentes de arco de obra de fábrica se abordaron en 2.3.1 y se encontró que el estudio de su robustez presenta limitaciones asociadas a la dificultad de aplicar enfoques basados en la eliminación de “elementos” a estructuras de carácter continuo, lo que ha concentrado la literatura en escenarios de fallo del arco y de la subestructura.

Los puentes de arco atirantado se abordaron en 2.3.2 y se observó que la consideración del efecto dinámico resulta determinante, y que, de forma recurrente, la redistribución de cargas pasa por través del tablero mediante la aparición de momentos flectores, aunque una evaluación sistemática de diferentes escenarios de fallo sería de gran utilidad.

Los puentes colgantes se abordaron en 2.3.3, para los cuales la pérdida de péndolas ha sido ampliamente estudiada, con buenos indicadores ante daños localizados, mientras

que los escenarios que afectan al tablero, a los cables principales y a las torres, así como la evidencia experimental a gran escala, se encuentran en un menor nivel de desarrollo.

Los puentes atirantados se abordaron en 2.3.4 y constituyen una de las tipologías con un estado del arte más extenso, centrándose en el fallo de tirantes, y se identificó que su robustez queda estrechamente ligada a la capacidad del tablero para resistir los momentos flectores y torsiones que se desarrollan tras la pérdida de un tirante.

Los puentes de celosía metálica se abordaron en 2.3.5. Para esta tipología se encuentran numerosos estudios computacionales y experimentales que abordan la robustez estructural. En términos generales, las referencias estudiadas permiten concluir que la respuesta al fallo de un elemento depende de manera sensible del tipo de elemento afectado y de su posición dentro del sistema triangular interconectado, condicionando la redistribución de cargas y la activación de ALPs. Sin embargo, la literatura disponible se centra en escenarios de fallo específicos, limitando la posibilidad de formular tendencias generales asociables a los mecanismos de resistencia.

Aunque existen diversos frentes en los que la ciencia debe avanzar a la hora de evaluar la robustez estructural en puentes de diferentes tipologías, en esta tesis doctoral se ha centrado el estudio en puentes de celosía metálica. La brecha de conocimiento identificada en esta tipología, asociada a la necesidad de una evaluación sistemática de diferentes escenarios de fallo que permita identificar y caracterizar los mecanismos resistentes latentes, constituye la problemática central de la tesis

Capítulo 3. Diseño y configuración de la campaña experimental

Para cumplir con los objetivos marcados, el desarrollo de esta tesis doctoral requiere una plataforma de estudio experimental y computacional, mediante la cual sea posible estudiar la respuesta estructural de un puente característico de celosía metálica ante diferentes escenarios de fallo. Uno de los ejes centrales de esta tesis doctoral se centra en la identificación y caracterización de los mecanismos resistentes latentes, a partir del estudio de la respuesta estructural de puentes reales, que resulten extrapolables y utilizables en el análisis de la robustez estructural de estructuras de características análogas. En la medida en que la aplicación directa de este tipo de análisis en este tipo de estructuras resulta poco factible y económicamente inviable, es necesario trasladar la investigación al ámbito experimental, bajo condiciones controladas, haciendo uso de modelos experimentales que reproduzcan de forma fidedigna el comportamiento estructural de un puente real.

En este contexto, el presente capítulo se estructura en una serie de apartados que abordan, de manera progresiva, la caracterización del caso real seleccionado como base del estudio y el desarrollo del modelo experimental asociado. En primer lugar, se presenta el caso de estudio, describiendo su localización, tipología estructural, dimensiones principales, elementos constitutivos y las cargas operacionales a las que se encontraba sometido. Seguidamente, se desarrolla el proceso de escalado adoptado para el diseño y la construcción del modelo experimental, teniendo en cuenta las leyes de similitud, así como los criterios seguidos para la selección de los perfiles estructurales, la reproducción de las condiciones de frontera y el escalado de las cargas aplicadas. A continuación, se presentan de forma detallada los escenarios de fallo considerados en el estudio, junto con la justificación de su selección. Posteriormente, se describe el plan de monitorización empleado para la medición de la respuesta estructural. Finalmente, se expone el protocolo experimental seguido para la ejecución de la campaña.

3.1 El puente de estudio: un fiel representante de la celosía en acero de principios del siglo XX

El puente seleccionado para llevar a cabo el estudio se sitúa en el municipio de Benissa, población ubicada al noreste de la provincia de Alicante, en España. Construido entre 1913 y 1915, el puente del Quisi o “Puente Ferroviario de Santa Ana” forma parte de la línea ferroviaria que conecta las ciudades de Alicante y Denia (Aguilar Civera & Aguiló Alonso, 2016). Retirado del servicio a finales del año 2024 (después de 109 años de operación), en sus últimos 4 años de funcionamiento estuvo bajo monitorización e inspecciones al haberse detectado que presentaba deficiencias respecto a su vida remanente a fatiga en varios de sus elementos.

3.1.1 Descripción general del puente

Para tener una visión general de la estructura, es necesario dar una descripción general de las dimensiones y el tipo de elementos que la componen. El puente cuenta con 6 vanos formados por vigas trianguladas: a cada lado, los dos vanos laterales tienen 21 m luz y 2.30 m de canto, y son isostáticos; los dos vanos centrales, de 42 m de luz y 4 m de canto, tienen continuidad sobre el apoyo central. Las vigas trianguladas se componen de 2 celosías laterales tipo Pratt, interconectadas mediante triangulaciones en las caras superior e inferior, y secciones transversales formadas por vigas transversales inferiores y superiores y cruces de arriostramiento. En la parte superior, 2 largueros se extienden entre las dos celosías para formar una retícula, junto a las vigas transversales, que se encargan de transferir las cargas del ferrocarril a las celosías. Finalmente, el conjunto se apoya sobre 6 pilas en celosía de acero con pedestal de obra de fábrica. Sus alturas oscilan entre los 11.66 m, para los más bajos, hasta los 23.60 m para los más altos. Una orientación visual del puente se presenta en la Fig. 3.1.

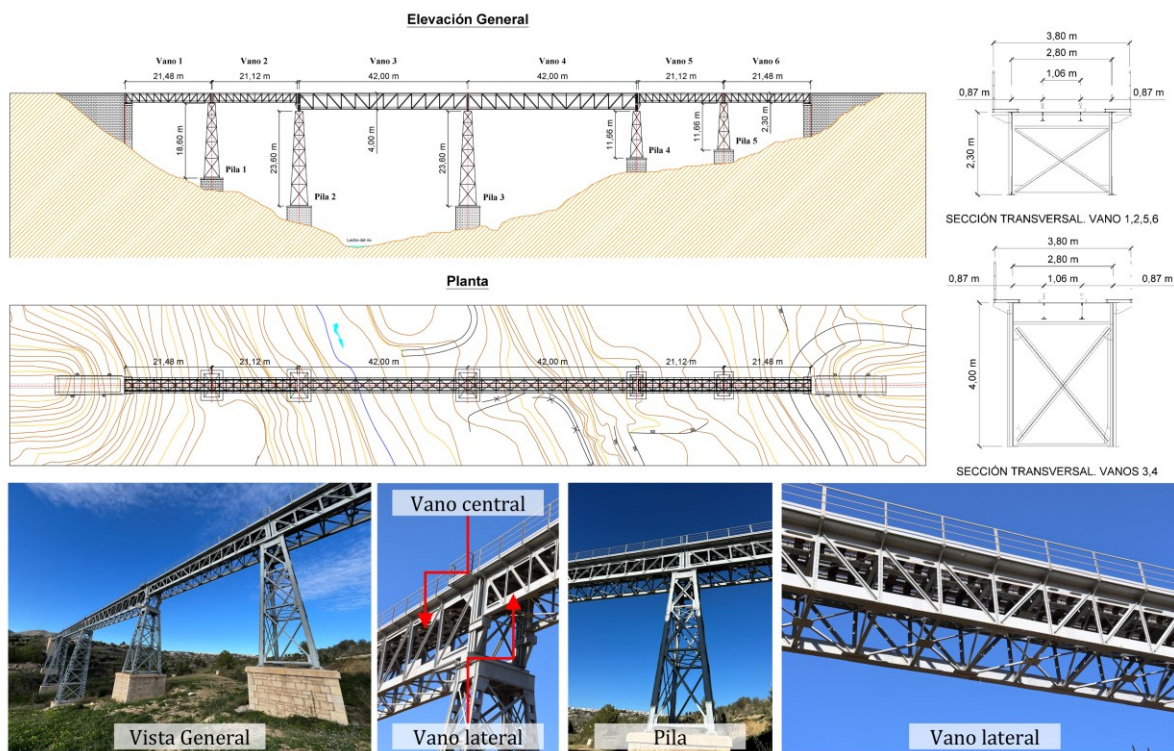


Fig. 3.1 Puente del Quisi: Elevación general, Vista en planta y fotografías generales

3.1.2 Descripción particular del puente

Las condiciones de apoyo para cada uno de los vanos son las habituales en este tipo de puentes: en un extremo, un soporte articulado que permite el giro mientras que, en el otro, un apoyo móvil que proporciona libertad de movimiento tanto en la dirección longitudinal del puente como en el giro. Los vanos laterales trabajan como unidades independientes adoptando el comportamiento de estructuras isostáticas. Por otro lado, los vanos centrales presentan continuidad estructural y, por lo tanto, se comportan como una estructura hiperestática.

Es importante mencionar que el estudio presentado en este documento se centra en uno de los vanos isostáticos descritos anteriormente y, por lo tanto, conviene pasar de una descripción general a una descripción más detallada del puente. La disposición de montantes y diagonales de las celosías laterales es de tipo Pratt. Las uniones son roblonadas, método característico de las practicas constructivas de la época. Los arriostramientos laterales en planos horizontales se disponen en forma de cruz tanto en

el nivel inferior como en el nivel superior del puente, abarcando dos paneles⁹ consecutivos de la celosía. Por su parte, los arriostramientos transversales, también dispuestos en forma de cruz, están presentes en cada línea de montantes. Finalmente, las vigas transversales se orientan perpendicularmente a la dirección de las celosías, mientras que dos largueros, ubicados en el centro del nivel superior, recorren longitudinalmente la celosía.

Lejos de corresponder a los perfiles laminados en caliente usuales en la actualidad, los elementos estructurales están conformados por secciones compuestas asimilables a perfiles en T para los cordones y largueros, geometrías en I para las vigas transversales superiores, perfiles armados de geometría cruciforme para montantes y diagonales y ángulos para los arriostramientos y vigas transversales superiores. Para una mejor visualización de la geometría detallada del puente se presentan fotografías de un puente gemelo, ya desmantelado, utilizado en investigaciones previas (Buitrago et al., 2021) en la Fig. 3.2.



Fig. 3.2 Vano de puente gemelo desmantelado de referencia. a) Vista general b) Montantes, diagonales y cordones c) Arriostramiento lateral inferior d) Arriostramiento lateral superior, viga transversal superior y largueros. Fuente: fotografía del autor

⁹ Panel de celosía: tramo longitudinal de la celosía comprendido entre dos montantes consecutivos, delimitado por los nudos correspondientes de los cordones superior e inferior

3.1.3 Descripción de las cargas operacionales

Previo a su cierre, el puente operaba con normalidad por la línea férrea que comunica a las poblaciones de Denia y Alicante. La operación estaba a cargo de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV) y los trenes que cubrían la línea eran los MAN serie 2500, unidades de tren formadas por dos automotores diésel en unión permanente. Cada tren cuenta con dos automotores, cada uno con dos bogies de dos ejes, con una carga nominal máxima por eje de 88,4 kN. Aunque los trenes MAN serie 2500 circulaban normalmente de forma individual, también podían hacerlo en convoyes de dos unidades consecutivas. Para esta situación, se considera la posición del convoy en la que los bogies más pesados de cada vehículo presentan una disposición simétrica respecto al centro del vano que, al tratarse del caso de flexión global más desfavorable, es el adoptado en esta tesis doctoral. Para tener una mejor representación de las cargas del tren, se presenta un esquema en la Fig. 3.3.

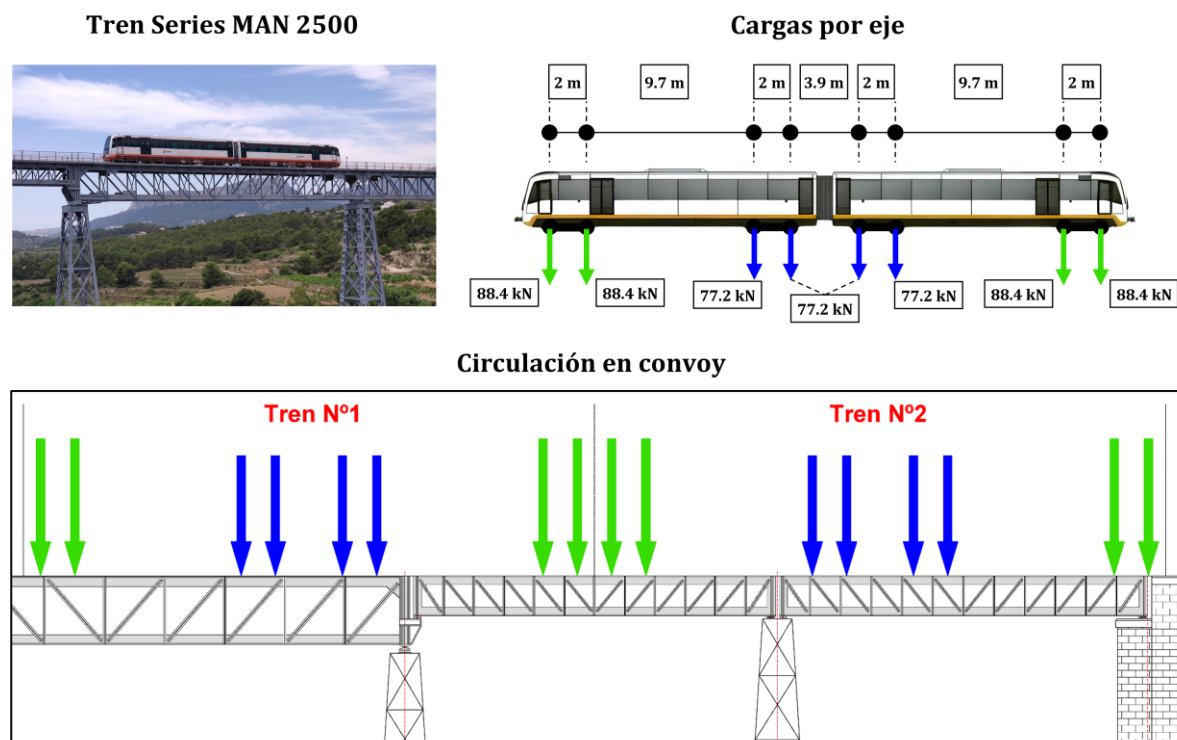


Fig. 3.3 Tren series MAN 2500, configuración de cargas por eje y caso de circulación en convoy

3.2 Diseño y ejecución del experimento

3.2.1 Diseño y construcción del modelo experimental

3.2.1.1 Relaciones de escala

El modelo utilizado en la campaña experimental es una versión a escala del puente del Quisi. La necesidad de usar modelos a escala se justifica por la conveniencia de analizar fenómenos complejos de forma segura, económicamente eficiente y con menores exigencias espaciales que los ensayos a escala real. Adicionalmente, el uso de modelos a escala resulta adecuado cuando el material experimenta grandes deformaciones antes del fallo. Este comportamiento asegura que el modo de fallo esté gobernado por la plasticidad, reduciendo significativamente los efectos de tamaño y permitiendo extrapolar, con mayor fiabilidad, los resultados a la escala real (Bažant, 1999). El puente metálico, al ser de acero, cumple a la perfección con esta premisa.

Para reproducir el comportamiento estructural, la redistribución de cargas y los modos de fallo se llevó a cabo un proceso de escalado conforme a la teoría de similitud, apoyada en el análisis dimensional y en la evaluación de los efectos de escala, con el fin de establecer las relaciones de escalado entre el modelo y el prototipo (Coutinho et al., 2016; Goodier & Thomson, 1944).

Las principales consideraciones para el proceso de escalado del puente se presentan a continuación:

- Se adoptó un factor de escala geométrico de $\lambda_L = 3.5$, asegurando que la longitud del modelo experimental fuera de 6 m y que su ensayo fuera seguro y operativamente viable en las instalaciones del laboratorio de estructuras.
- El puente a escala se diseñó con un material cuyas propiedades son representativas del puente original, adoptándose un acero con límite de fluencia $f_y = 275 \text{ MPa}$ (S275, según (UNE-EN 10025-1:2006, Productos Laminados En Caliente de Aceros Para Estructuras. Parte 1: Condiciones Técnicas Generales de Suministro, 2006)). Las propiedades mecánicas del acero se obtuvieron a partir de ensayos de tracción realizados sobre tres especímenes del puente real, mientras que el módulo de

elasticidad se fijó en $E_s = 210 \text{ GPa}$ conforme a estudios experimentales en puentes similares de la misma línea ferroviaria. Los resultados se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 3.1 Propiedades mecánicas del puente del Quisi

Espécimen	Límite de fluencia f_y [MPa]	Resistencia última f_u [MPa]	Deformación a rotura [%]
#1	290.3	423.3	31.3
#2	270.0	355.0	31.0
#3	276.2	422.9	31.8
Media	278.8	400.4	31.4

- El uso de un acero cuyas propiedades son representativas del puente original tiene un efecto directo sobre los factores de escala de densidad λ_ρ , del módulo de elasticidad λ_E y de la relación de Poisson λ_ν que pueden tomarse iguales a 1.
- Los factores de escala para las áreas λ_A y el momento de inercia λ_I se relacionan con el factor de escala geométrico λ_L según:

$$\lambda_A = \lambda_L^2 = 12.25 \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$\lambda_I = \lambda_L^4 = 150.06 \quad \text{Ec. 3.2}$$

- El factor de escala para los desplazamientos y las rotaciones se definen como λ_d , λ_θ respectivamente y se relacionan con el factor de escala geométrico y el factor de escala de fuerzas externas, a definir posteriormente, según:

$$\lambda_d = \lambda_F \cdot \frac{\lambda_L}{\lambda_E \cdot \lambda_A} = \frac{\lambda_F}{\lambda_L} \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$\lambda_\theta = \frac{\lambda_F}{\lambda_L^2} \quad \text{Ec. 3.4}$$

- Las fuerzas internas correspondientes a las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores se escalan a partir de λ_N , λ_V y λ_M respectivamente y tienen relación directa con los factores de escala geométrico y de fuerzas según:

$$\lambda_N = \lambda_F \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$\lambda_V = \lambda_F \quad \text{Ec. 3.6}$$

$$\lambda_M = \lambda_F \cdot \lambda_I \quad \text{Ec. 3.7}$$

Como se describió anteriormente, el modelo y el prototipo comparten un material con las mismas propiedades mecánicas y el modo de fallo del acero está gobernado por la plasticidad, esto reduce significativamente los efectos de tamaño. Esto permite desarrollar las tres principales condiciones de similitud para tener en cuenta para definir el factor de escala de las fuerzas externas:

- La similitud tensiones y el límite de fluencia está dada por:

$$\lambda_\sigma = \frac{\lambda_F}{\lambda_A} = \lambda_{fy} = 1 \Rightarrow \lambda_F = \lambda_L^2 \quad \text{Ec. 3.8}$$

- La similitud de las fuerzas axiales y la carga crítica de pandeo está dada por:

$$\lambda_F = \frac{\lambda_E \cdot \lambda_I}{\lambda_L^2} = \lambda_L^2 \Rightarrow \lambda_F = \lambda_L^2 \quad \text{Ec. 3.9}$$

- Para establecer el criterio de similitud de tensiones y de la carga crítica de pandeo en una placa delgada bajo compresión uniforme (abolladura) (Ec. 3.10 y Ec. 3.11) donde “t” corresponde al espesor de la chapa y “b” a la dimensión representativa de la placa, obteniendo:

$$\sigma_{cr} = k \cdot \pi \cdot \frac{Et^2}{12(1 - \nu^2)b^2} \quad \text{Ec. 3.10}$$

$$\lambda_\sigma = \frac{\lambda_F}{\lambda_L^2} = \frac{\lambda_E \lambda_t^2}{\lambda_{(1-\nu^2)} \lambda_b^2} = \frac{\lambda_t^2}{\lambda_b^2} \Rightarrow \lambda_F = \lambda_L^2 \frac{\lambda_t^2}{\lambda_b^2} \quad \text{Ec. 3.11}$$

Las relaciones expuestas en Ec. 3.8, Ec. 3.9 y Ec. 3.10 parten de los criterios de los criterios de similitud establecidos y conducen a dos relaciones de escala posibles para las fuerzas externas. La necesidad de reproducir la similitud de tensiones, el límite de fluencia y las fuerzas axiales, además de representar con fidelidad el pandeo global y las grandes

deformaciones plásticas-fenómenos que controlan la redistribución de cargas-obliga a decantarse por el factor de escala que relaciona las fuerzas con el cuadrado de la longitud, a saber, $\lambda_F = \lambda_L^2$.

Es importante mencionar que este factor de escala no es aplicable a la relación entre la masa del prototipo y del modelo. Esta aclaración está directamente ligada a la relación entre masa, densidad y volumen ($\lambda_\rho = \lambda_L^3$). Por lo tanto, a la hora de tener en consideración el peso propio en el modelo experimental será necesario hacer unos ajustes como se verá en el apartado correspondientes al sistema de carga del experimento.

La conversión final de los parámetros consiste, entonces, en la aplicación de los factores de conversión previamente comentados. Esto es de suma importancia, ya que permite establecer que las conclusiones obtenidas en esta tesis doctoral son igualmente válidas y extrapolables al puente real. En efecto, si bien los valores de la respuesta estructural difieren al analizar el modelo, las conclusiones relativas a la redistribución de cargas y a la activación de caminos alternativos de carga resultan igualmente válidas.

En la Tabla 3.2 se presentan los valores para los factores de escala que derivan del análisis de acuerdo con lo expuesto anteriormente.

Tabla 3.2 Factores de escala

Factor de escala	Parámetro	Valor
λ_L	Geometría	3.50
λ_A	Área	12.25
λ_I	Segundo momento de área	150.06
λ_E	Módulo de elasticidad	1.00
λ_ρ	densidad	1.00
λ_ν	Coefficiente de Poisson	1.00
λ_F	Fuerzas externas	12.25
λ_d	Desplazamientos	3.50
λ_θ	Rotaciones	1.00
λ_N	Fuerzas Internas (Axiales)	12.25
λ_V	Fuerzas Internas (Cortantes)	12.25
λ_M	Fuerzas Internas (Momentos)	42.88
λ_σ	Tensiones	1.00

3.2.1.2 Selección de perfiles, diseño y construcción del modelo experimental

Para el diseño del modelo experimental se consideraron las propiedades geométricas de las secciones transversales del prototipo y se ajustaron de acuerdo con el factor de escala geométrico $\lambda_L = 3.5$, previamente definido. Dado que los perfiles del puente real correspondían a secciones compuestas de geometrías no habituales, el proceso de escalado requirió la selección de perfiles metálicos disponibles en stock. De esta manera, se escogieron aquellos perfiles que presentaban la mínima desviación respecto de las características seccionales escaladas. En la Tabla 3.3 se puede observar un listado de los perfiles y sus propiedades geométricas correspondientes al puente real, la versión exacta a escala y el diseño final del modelo experimental. Adicionalmente, para una mejor visualización del modelo experimental, en la Fig. 3.4 se presenta un esquema del puente a escala con la localización de los diferentes elementos y dimensiones de referencias.

Como últimas consideraciones, se tuvo en cuenta la naturaleza de las conexiones y el tipo de apoyos utilizados en el puente real. En los puentes de celosía metálica de la época se empleaban uniones roblonadas para la conexión de los distintos elementos. Dado que este tipo de conexiones estructurales se encuentra en desuso desde mediados del siglo XX, y considerando la dificultad de reproducirlas en el modelo a escala, se optó por utilizar conexiones soldadas con el fin de replicar la condición de conexión rígida que proporcionaban dichas uniones. Adicionalmente, el vano isostático del puente real presentaba condiciones de apoyo claramente definidas, consistentes en un apoyo fijo articulado y un apoyo móvil con rodillo, las cuales fueron replicadas en el modelo experimental.

Las Fig. 3.5 y Fig. 3.6 muestran el resultado de la construcción del modelo experimental, resultado de escalar y reproducir las condiciones de contorno del puente real de las condiciones de contorno: un puente compuesto por dos celosías tipo Pratt de 6 m de longitud y 65 cm de canto, con sistemas de arriostramiento vertical y horizontal (inferiores y superiores) y un tablero conformado por un entramado de largueros y vigas transversales. El conjunto se apoya mediante dos apoyos articulados en un extremo de la viga, y dos apoyos móviles en el otro extremo, para reproducir las condiciones de apoyo isostático de la viga triangulada.

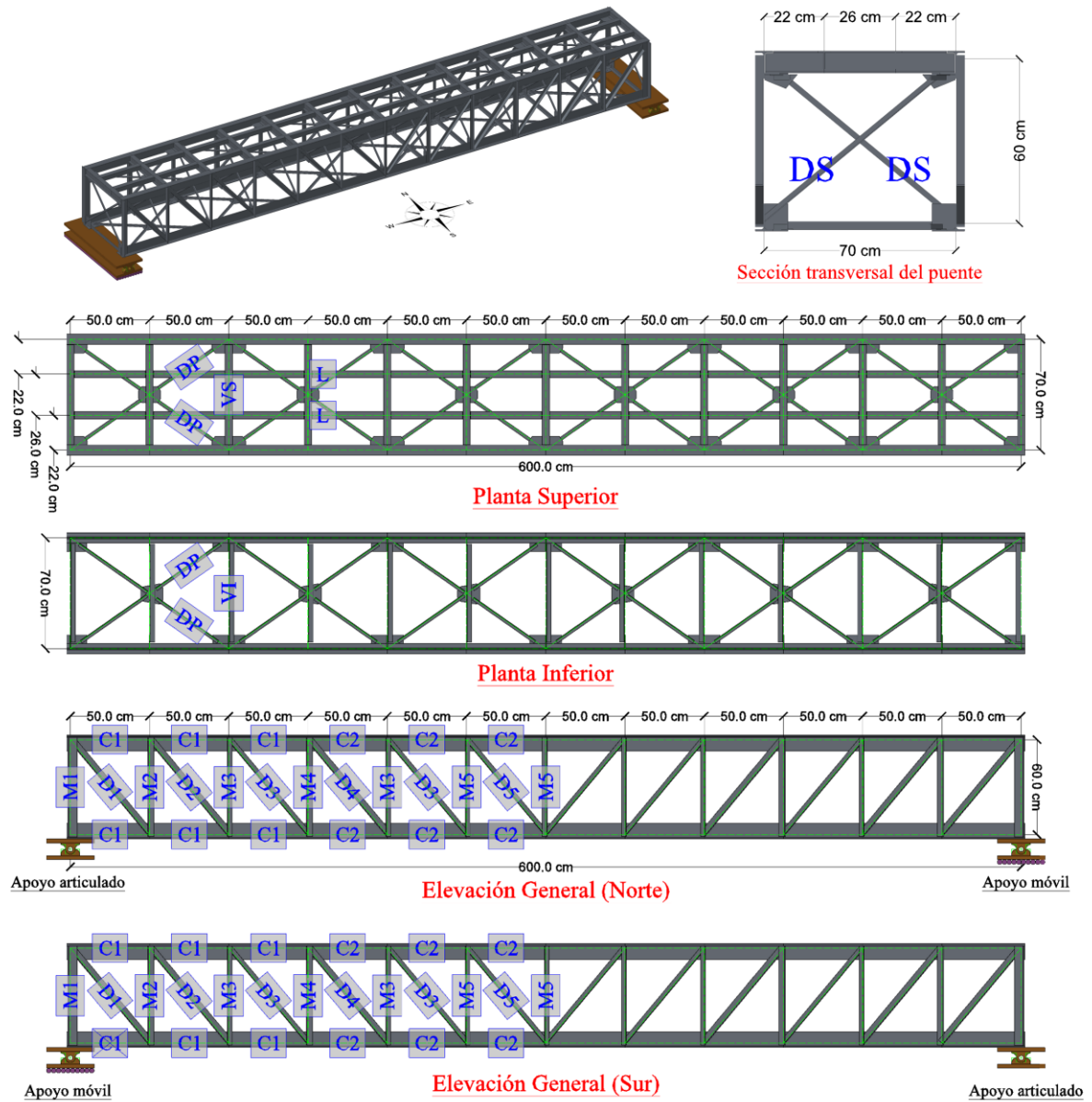


Fig. 3.4 Diseño final del modelo experimental

Tabla 3.3 Propiedades geométricas de los perfiles del puente real y su versión a escala.

		Puente de referencia (Quisi)			Propiedades escaladas			Modelo experimental			
Elementos		A [cm ²]	Ixx [cm ⁴]	Iyy [cm ⁴]	A [cm ²]	Ixx [cm ⁴]	Iyy [cm ⁴]	Perfil comercial	A [cm ²]	Ixx [cm ⁴]	Iyy [cm ⁴]
Celosías Principales	C1	82.7	21160.0	1661.6	5.2	82.7	6.5	Sección en T desde IPE 120 ¹⁰	8.4	83.0	8.0
	C2	104.3	25250.0	2973.8	6.5	98.6	11.6	Sección en T desde IPE 120 ¹¹	8.4	83.0	13.9
	M1	102.8	2592.0	5644.6	6.4	10.1	22.0	L60.6	6.9	22.8	22.8
	M2	44.0	568.4	387.7	2.8	2.2	1.5	L40.4	3.1	4.5	4.5
	M3	40.0	509.2	347.2	2.5	2.0	1.4	L30.3	1.7	1.4	1.4
	M4	48.0	628.1	428.5	3.0	2.5	1.7	L40.4	3.1	4.5	4.5
	M5	31.6	392.4	267.5	2.0	1.5	1.0	L30.3	1.7	1.4	1.4
	D1	60.0	849.0	849.0	3.8	3.3	3.3	L40.4	3.1	4.5	4.5
	D2	52.0	588.3	588.3	3.3	2.3	2.3	L40.4	3.1	4.5	4.5
	D3	42.2	467.0	467.0	2.6	1.8	1.8	L30.3	1.7	1.4	1.4
	D4	56.8	649.8	649.8	3.5	2.5	2.5	L40.4	3.1	4.5	4.5
	D5	37.2	407.1	407.1	2.3	1.6	1.6	L30.3	1.7	1.4	1.4
Tablero	VS	88.6	28150.0	787.4	5.5	110.0	3.1	IPE80	7.6	80.1	8.5
	L	53.3	5139.0	473.5	3.3	20.1	1.8	Sección en T desde IPE 80 ¹²	4.9	19.6	4.2
Arriostros	DP	11.0	35.5	35.5	0.7	0.1	0.1	L20.3	1.1	0.4	0.4
	DS	11.0	35.5	35.5	0.7	0.1	0.1	L20.3	1.1	0.4	0.4
	VI	22.0	70.9	193.8	1.4	0.3	0.8	L30.3	1.7	1.4	1.4

¹⁰ Esta sección en T resulta del corte de un Perfil IPE 120 a 100 mm del extremo de una de las alas

¹¹ Esta sección en T resulta del corte de un Perfil IPE 120 a 100 mm del extremo de una de las alas

¹² Esta sección en T resulta del corte de un Perfil IPE 80 a 65 mm del extremo de una de las alas



Fig. 3.5 Escalando el puente real

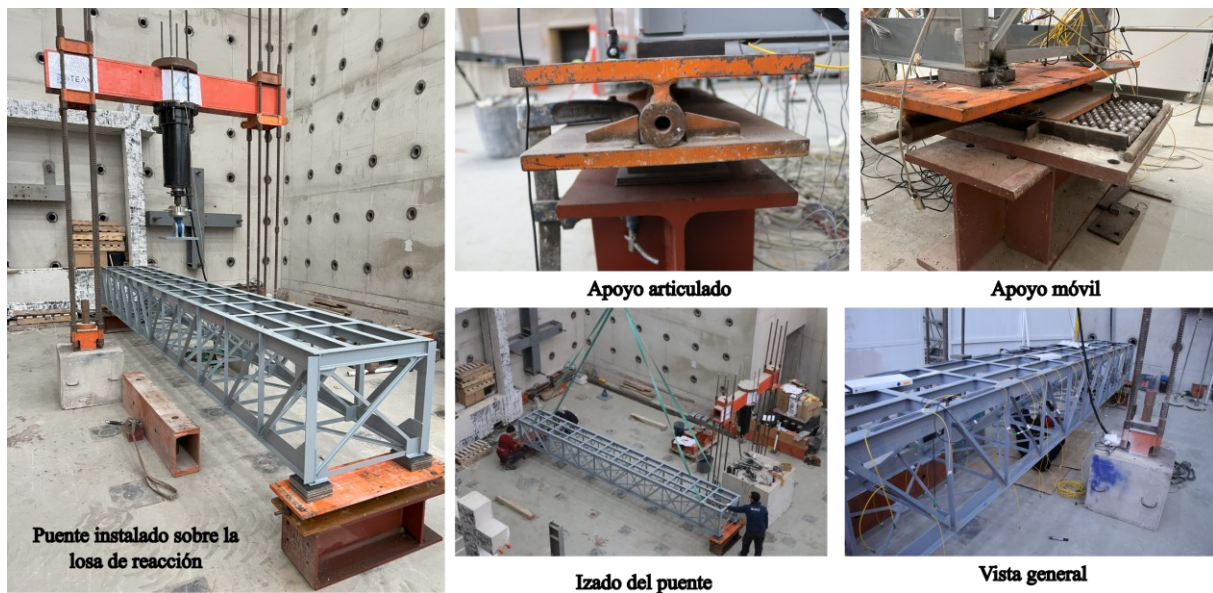


Fig. 3.6 Perspectiva general del modelo experimental

Finalmente, para obtener las propiedades mecánicas del material de los diferentes elementos que componen el puente a escala, se llevaron a cabo ensayos de resistencia a

tracción sobre probetas fabricadas con el mismo material utilizado en la manufactura del puente a escala.

Los ensayos de tracción se realizaron conforme a la norma UNE-EN ISO 6892, mediante ensayos en probetas tipo hueso de sección rectangular. Se ensayaron seis probetas para obtener los parámetros necesarios para la construcción de la curva tensión-deformación del acero. Los parámetros que se caracterizaron fueron el módulo de elasticidad en el rango elástico (E_s), la tensión del límite elástico (f_y) y del límite último (f_u), y las deformaciones unitarias en el límite elástico (ε_y) y en el límite último (ε_u). En la Fig. 3.7 se muestra la curva constitutiva promedio de la relación tensión-deformación obtenida en los ensayos de resistencia a tracción.

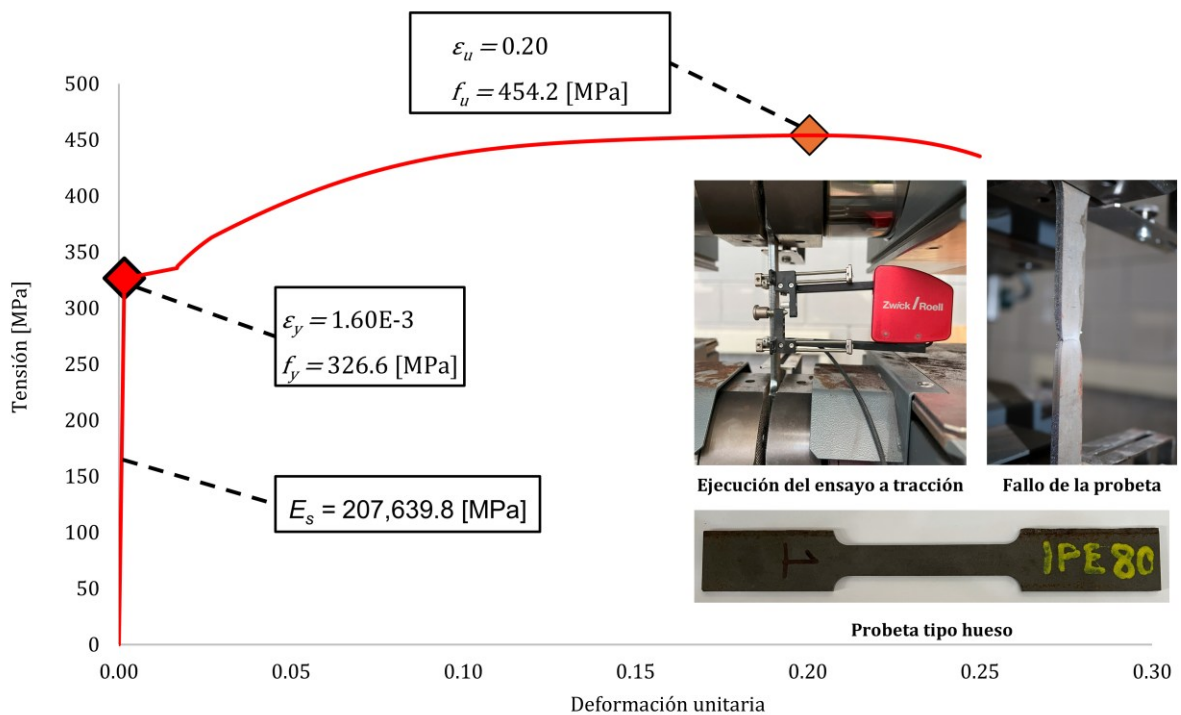


Fig. 3.7 Curva constitutiva de la relación tensión-deformación del acero utilizado en la manufactura del puente.

3.2.2 Selección y diseño del sistema de cargas

En los apartados anteriores se justificó detalladamente la definición de las relaciones de escala entre el puente real y el modelo experimental y su aplicación al diseño del modelo

experimental. Ahora corresponde explicar cómo se determinaron las cargas sobre el modelo, y la forma en la que se aplicaron.

Las cargas sobre el modelo experimental se aplicaron mediante un bastidor de ensayo configurado como un pórtico simple, anclado a la losa de reacción del Laboratorio de Elementos Estructurales del ICITECH, formado por dos torres verticales compuestas por cuatro barras Dywidag cada una. El pórtico está formado por los soportes y por una viga horizontal superior, unida rígidamente a dichos soportes mediante pares de placas de arriostramiento dispuestas en la parte superior de cada torre. Sobre dicha viga se fijó el sistema de carga, compuesto por un gato hidráulico y una célula de carga con capacidad nominal de hasta 250 kN, integrados en un sistema servocontrolado capaz de operar tanto en control por fuerza como por desplazamiento; para la aplicación puntual de la carga sobre el modelo, se dispuso bajo el gato un sistema rígido de reparto de cargas, formado por un perfil metálico hueco y dos balancines, cuyo peso propio es de 5,4 kN. En la Fig. 3.8 se presenta una fotografía del sistema de cargas descrito:

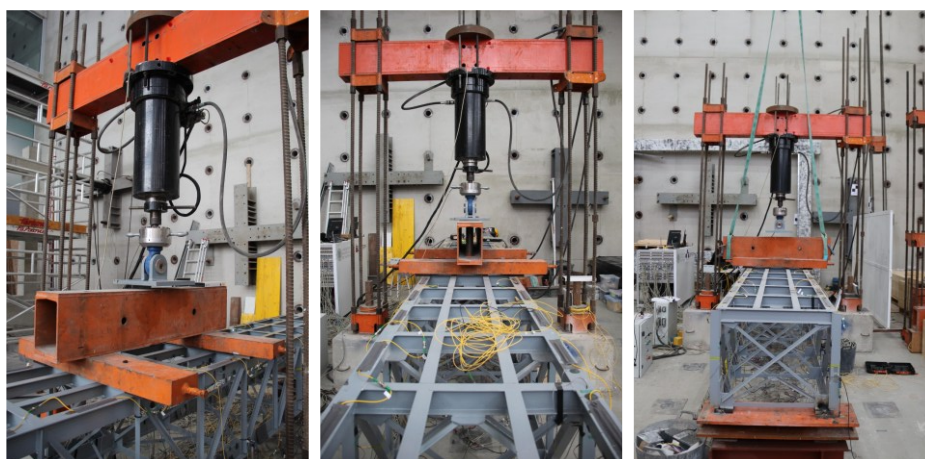


Fig. 3.8 Vista general del bastidor de ensayo para la aplicación de cargas.

Como se mencionó en 3.1.3, el caso de carga considerado para la campaña experimental corresponde a la circulación en convoy de 2 trenes MAN series 2500 cuando los bogies más pesados de cada vehículo, con una carga máxima nominal por eje de 88.4 kN, presentan una disposición simétrica respecto al centro del vano. Para replicar la situación antes descrita, las cargas correspondientes a un mismo bogie se agruparon y se aplicaron de manera cuasiestática sobre el modelo experimental a través del gato hidráulico y del sistema de reparto de cargas.

Las cargas aplicadas sobre el modelo experimental tuvieron que escalarse a partir de las relaciones definidas en 3.2.1.1. El escalado tuvo que hacerse teniendo en cuenta una serie de consideraciones relacionadas con el impacto dinámico y el peso propio de la estructura. Conviene señalar que, de acuerdo con la Tabla 3.2, los factores de escala para fuerzas externas se relacionan con el cuadrado del factor de escala geométrico (Ec. 3.12), por lo que la magnitud de toda fuerza externa presente en el puente real deberá ser dividida por este factor para aplicarla en el modelo estructural.

$$\lambda_F = \lambda_L^2 = 3.5^2 \quad \text{Ec. 3.12}$$

El paso de un tren y la pérdida repentina de un elemento tienen asociado un efecto por impacto dinámico. Por lo tanto, su análisis en condiciones estáticas o cuasi estáticas requiere que las cargas operacionales sean multiplicadas por factores de amplificación que incluyan el efecto dinámico. Para el paso del tren, se adopta un factor de amplificación dinámica de 1,18, mientras que, para tener en cuenta el efecto de la pérdida repentina de elementos, se adopta un factor de ajuste de 1,9 (Biggs, 1964; Chopra, 2014; European Committee for Standardization, 2003). De esta manera, la carga operacional escalada (Ec. 3.13) corresponde a la carga nominal máxima por eje multiplicada por los cuatro ejes correspondientes a los dos bogies y amplificada por los factores de amplificación dinámica, todo ello dividido por la relación de escala para las fuerzas externas.

$$CO_{exp} = \frac{88,4 \cdot 4 \cdot 1,18 \cdot 1,9}{3.5^2} = 64 \text{ kN} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Como se mencionó anteriormente, los factores de escala no son aplicables a la relación entre la masa del prototipo y la del modelo y, por lo tanto, el peso propio debe ajustarse por separado. El puente real tiene un peso de 171 kN, mientras que el modelo escalado tiene un peso de 4,2 kN, sobre el cual reposa además un sistema de reparto de cargas de 5,4 kN.

Al aplicar el factor de escala de fuerzas (3.5^2) al peso del puente real se obtiene que la fuerza equivalente al peso a aplicar sobre el modelo es de 26 kN (Ec. 3.14), mientras que el modelo escalado y el sistema de reparto de cargas pesan conjuntamente 9,6 kN, razón por la cual es necesario agregar una carga adicional de 16,4 kN. Teniendo en cuenta que

las cargas operacionales escaladas eran de 64 kN, la carga total aplicada sobre el sistema fue de 80 kN (Ec. 3.15), lo que corresponde a 20 kN por cada punto de aplicación de carga.

$$PP_{esc} = \frac{171 \cdot 1,9}{3 \cdot 5^2} = 26 \text{ kN} \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$CT_{exp} = 64 + 26 - 9 \cdot 6 = 80 \text{ kN} \quad \text{Ec. 3.15}$$

Como se verá en el apartado 3.2.3 “Selección de los escenarios de fallo” la campaña experimental contempló el fallo de la viga transversal superior, componente fundamental del sistema estructural del tablero que se encarga de transferir las cargas operacionales al sistema de celosías principales. Por lo tanto, este escenario de fallo requiere una serie de consideraciones especiales respecto al punto de aplicación de las cargas y a su magnitud.

El carácter local de este tipo de fallo obliga a considerar su respuesta en su situación más desfavorable de manera aislada, cuando uno de los ejes de los bogies se encuentra directamente sobre el elemento. Este escenario de carga corresponde a una carga escalada de 16 kN y teniendo en cuenta que el sistema de distribución de cargas, para este caso, pesa 2 kN, la carga máxima aplicada mediante el gato hidráulico es de 14 kN, lo que equivale a 7 kN por cada punto de aplicación de carga.

De esta manera, las configuraciones de carga 1 y 2 que se utilizaran durante la campaña experimental quedan completamente definidas y se presentan en la Fig. 3.9. En ella se pueden observar las hipótesis adoptadas, los diferentes puntos de aplicación, las magnitudes y la configuración asociada del sistema de reparto de cargas.

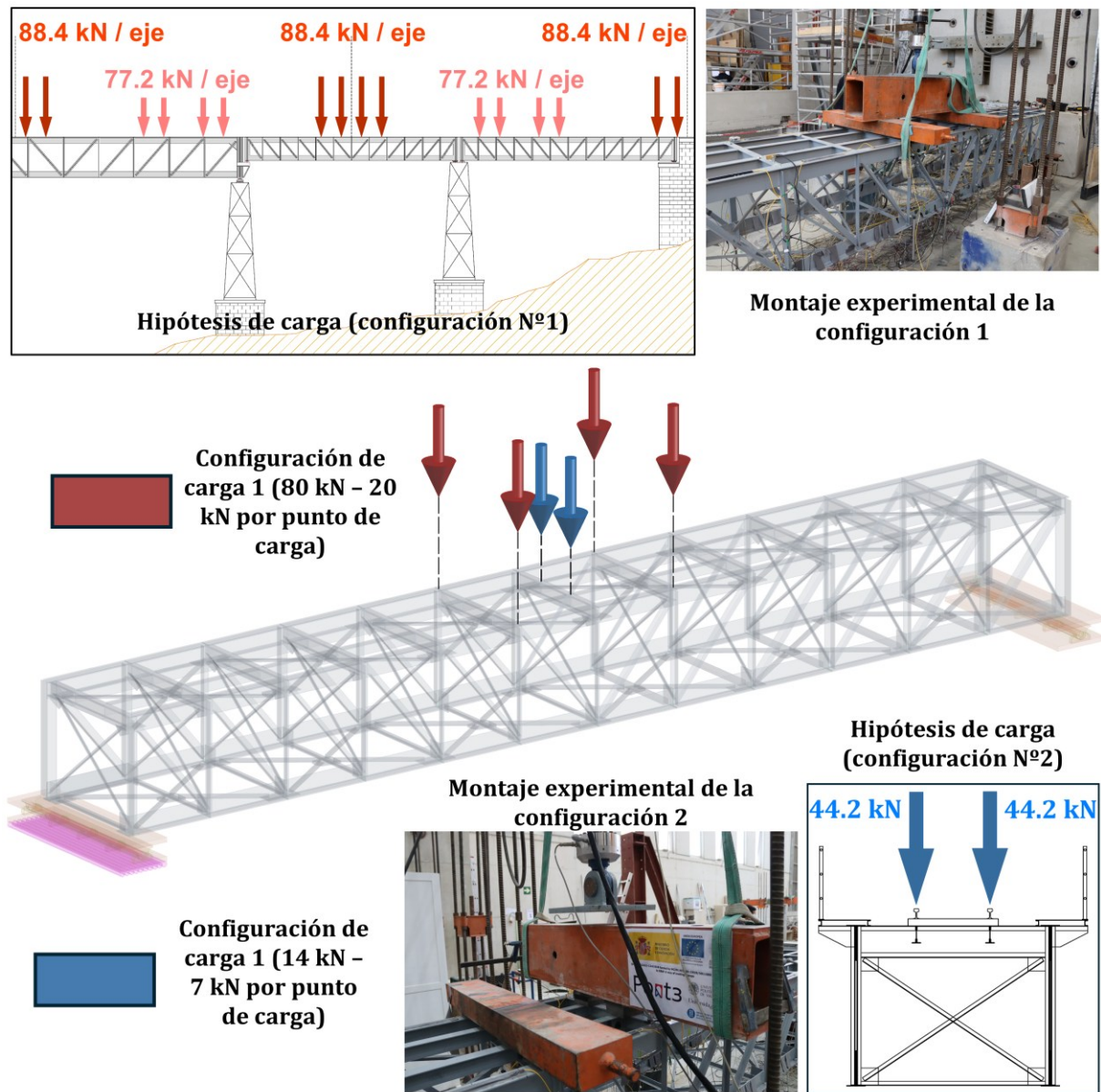


Fig. 3.9 Casos de carga considerados en la campaña experimental

3.2.3 Selección de los escenarios de fallo

Al tratarse de un estudio de robustez estructural en puentes, la selección de los escenarios de fallo constituye uno de los ejes fundamentales sobre los que se edifica esta tesis doctoral. Una de las conclusiones obtenidas en el apartado 2.3.5 establecía que, para los puentes en celosía metálica, la multiplicidad de elementos y las diferentes posibilidades de activación de caminos alternativos de carga requieren un análisis sistemático que

evalúe un elevado número de escenarios de fallo y que permita formular tendencias de carácter general.

Dado que una campaña experimental no puede abarcar cientos de casos, se seleccionaron aquellos escenarios de fallo que contemplan elementos con una función estructural característica y que, para los casos de carga considerados, exhibieran elevados niveles de solicitación. De esta manera, resulta conveniente identificar los roles estructurales que cumplen los distintos elementos o grupos de elementos, a fin de seleccionar los escenarios de fallo más pertinentes. Según lo descrito en apartados anteriores, el vano isostático del puente puede dividirse en tres subsistemas estructurales, de acuerdo con la función estructural que cumplen (Fig. 3.10):

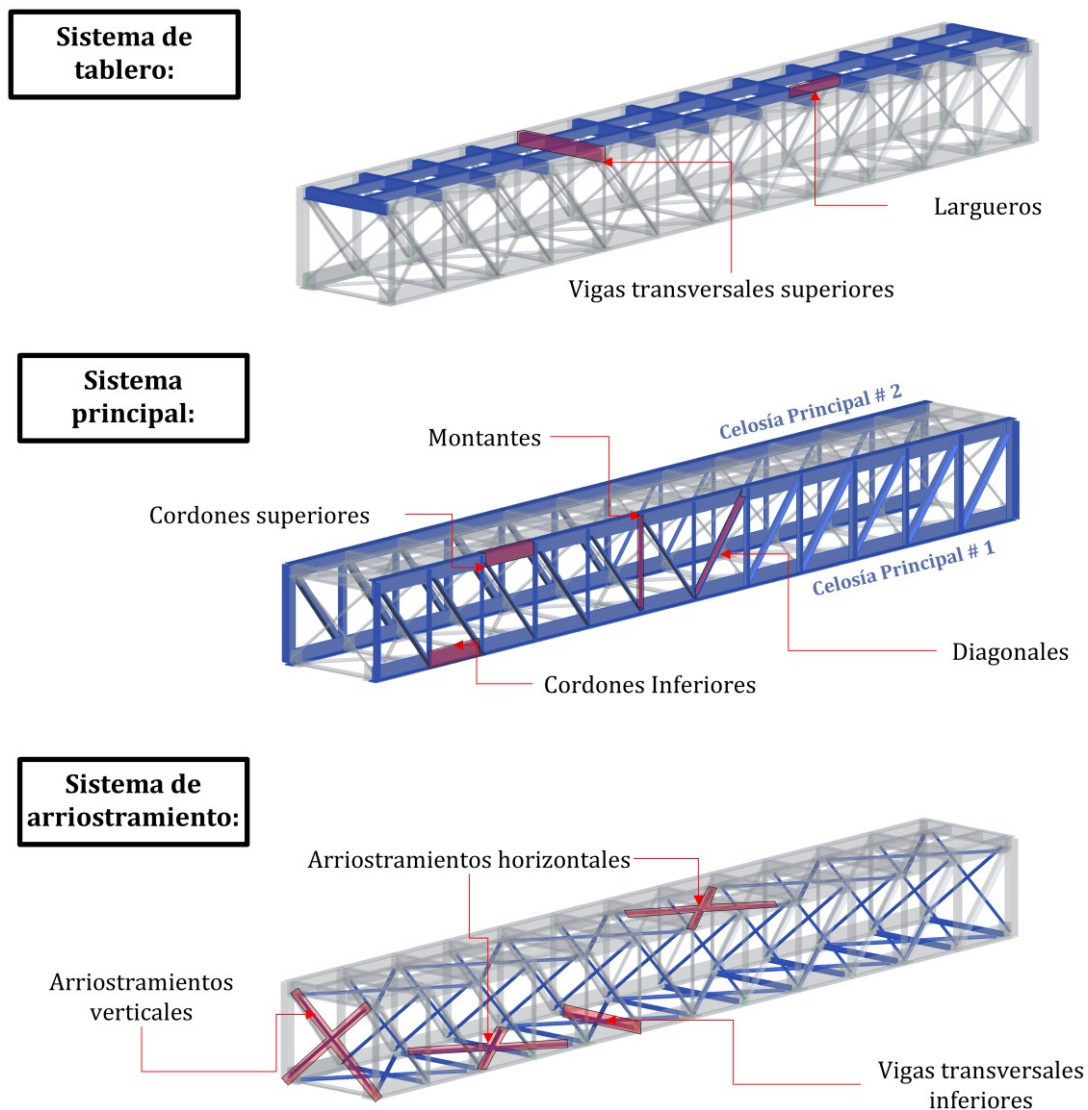


Fig. 3.10 Subsistemas estructurales del modelo experimental

- **Sistema de tablero:** Compuesto por las vigas transversales superiores y los largueros longitudinales. Los largueros reciben la carga de los bogies y la transfieren por flexión a las vigas transversales superiores, que a su vez la transmiten al sistema principal.
- **Sistema principal:** Compuesto por las dos celosías tipo Pratt que constituyen la estructura resistente del puente. Cada celosía está formada cordones inferiores y superiores, montantes y diagonales. Este sistema es responsable de resistir la flexión global del puente y de transmitir las acciones a los apoyos. Los cordones, tanto inferiores como superiores, resisten la flexión global del puente desarrollando tensiones de tracción y compresión. Los montantes se encargan de la transferencia de fuerzas verticales, trabajando a compresión, mientras que las diagonales resisten las fuerzas cortantes de la celosía como sistema global, mediante fuerzas de tracción (principalmente).
- **Sistema de arriostramiento:** Compuesto por las vigas transversales inferiores, los arriostramientos horizontales (superiores e inferiores) y los arriostramientos transversales. Su función es proporcionar estabilidad global a la estructura y conferir rigidez frente a acciones laterales.

Teniendo en cuenta la función y el nivel de sollicitación de los diferentes elementos en el modelo experimental se seleccionaron nueve escenarios de fallo (DS¹³) para reproducir la pérdida repentina de cada uno de ellos y capturar la respuesta estructural del puente. En algunos casos, los escenarios corresponden a la pérdida de funcionalidad total del elemento mientras que en otros el fallo es progresivo, comprometiendo su funcionalidad de forma parcial para, posteriormente, simular, una desconexión total.

El escenario DS1 corresponde a la pérdida del cordón inferior en el centro del vano. Los escenarios DS2 y DS3 contemplan, respectivamente, la pérdida de una de las diagonales exteriores y la pérdida de uno de los montantes exteriores. Los escenarios DS4 y DS5 se refieren a la pérdida parcial y total, respectivamente, del sistema de arriostramiento horizontal inferior en uno de los paneles centrales del puente. De forma análoga, los escenarios DS6 y DS7 consideran la pérdida parcial y total del sistema de arriostramiento

¹³ La nomenclatura «DS» deriva del término inglés Damage Scenario, de uso extendido en la literatura sobre robustez estructural

vertical inferior en uno de los paneles centrales del puente. Por último, los escenarios DS8 y DS9 corresponden a la pérdida parcial y total, respectivamente, de una de las vigas transversales superiores en el centro del vano.

Para facilitar la visualización de los escenarios de fallo, se presenta un esquema en la Fig. 3.11 que indica su ubicación, junto con fotografías correspondientes al momento en que fueron replicados experimentalmente.

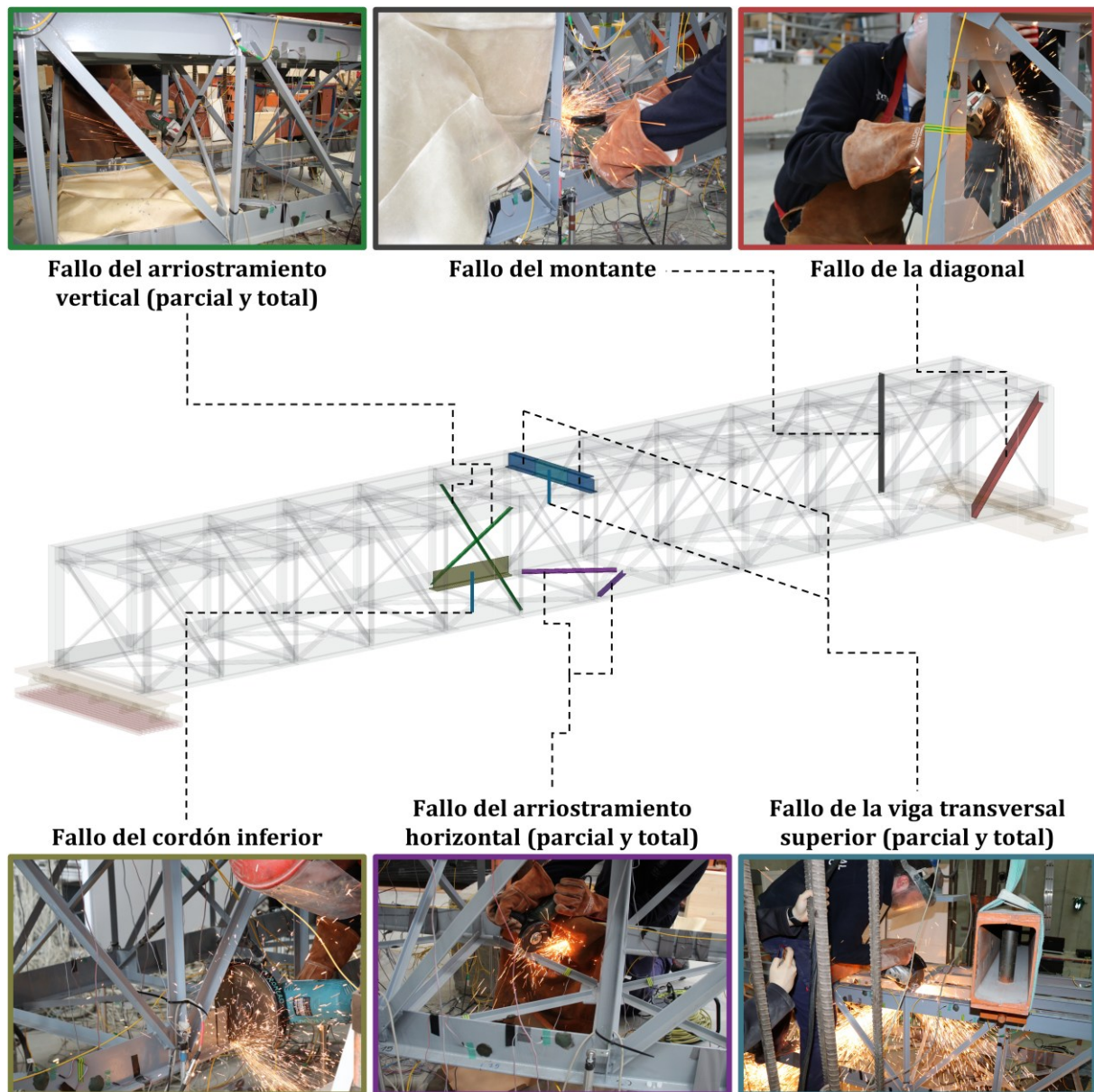


Fig. 3.11 Escenarios de fallo replicados

3.2.4 Plan de monitorización

En los apartados anteriores, se presentó tanto el puente real como el modelo experimental asociado. Asimismo, se revisaron las relaciones de escala necesarias para reproducir de manera fiable la respuesta estructural del puente y las cargas aplicadas, además de presentar los escenarios de fallo a simular durante el desarrollo de la campaña experimental. En este contexto, se describe el plan de monitorización adoptado para la medición de la respuesta estructural.

Como se describió anteriormente, el modelo experimental está compuesto por un entramado de largueros y vigas transversales que conforman el sistema de tablero, encargado de transferir las cargas al sistema principal, compuesto por dos celosías tipo Pratt, las cuales se encuentran conectadas mediante sistemas de arriostramiento horizontal y vertical.

En su condición sin daños, los elementos de este tipo de estructuras trianguladas están solicitados mayoritariamente por fuerzas axiales. Los momentos flectores son muy pequeños, juegan un papel secundario, y se deben a la rigidez de las conexiones.

Con la presencia de un escenario de fallo, el puente experimenta cambios significativos como respuesta a la disrupción de su geometría triangulada. De este modo, cada escenario de fallo da lugar a una redistribución de fuerzas que, por lo general, viene acompañada de desplazamientos atípicos, incrementos en las tensiones y la aparición de momentos flectores, entre otros efectos.

Tal como se indicó en la descripción en la definición de los escenarios de fallo (3.2.3), el puente se organiza en tres sistemas estructurales principales. El sistema de tablero, encargado de la transferencia de cargas, presenta un comportamiento dominado por la aparición de momentos flectores. El sistema principal, constituido por las celosías tipo Pratt, resiste la flexión global del puente mediante el desarrollo de fuerzas axiales en sus elementos. Por último, la estabilidad lateral y torsional del conjunto se garantiza a través de los sistemas de arriostramiento, cuyos elementos trabajan, predominantemente, a fuerzas axiales.

Con el fin de caracterizar la localización y la magnitud de estos cambios, se definió un plan de monitorización distribuido en la totalidad de la estructura, consistente en la

instrumentación mediante 14 captadores de desplazamiento y 80 galgas extensiométricas. Conviene señalar que los captadores de desplazamiento registran variaciones en los desplazamientos verticales, mientras que las galgas extensiométricas permiten medir la deformación unitaria en un punto dado. Esta deformación unitaria puede relacionarse directamente con las tensiones que experimenta el elemento en cuestión a través de la ley constitutiva del material y, dependiendo de la localización de las galgas, permite asociar las medidas a fuerzas axiales, momentos flectores o a una combinación de ambos.

Para el registro de la flecha del puente se instalaron catorce captadores de desplazamiento vertical a lo largo de cada una de las celosías, siete por cada costado, intercalados en los extremos en correspondencia con cada montante y dispuestos de manera consecutiva en la zona central del vano. Esta disposición, además de proporcionar información sobre los desplazamientos verticales, permite identificar tendencias relevantes en la configuración deformada del puente ante la presencia de distintos escenarios de fallo. Para una mejor visualización de la situación descrita, se presenta la Fig. 3.12.

Para la instrumentación de las verticales se consideraron dos factores principales. Primero, que las verticales externas presentan los mayores niveles de sollicitación en la configuración de carga analizada. Segundo, que dos de los escenarios de fallo previstos afectan específicamente a las diagonales y verticales de los extremos. En cuanto a la ubicación de los sensores, estos se dispusieron en la cara externa del ala del perfil angular de los montantes exteriores, en las proximidades de la conexión con los cordones superiores. De este modo, la deformación unitaria registrada permite identificar variaciones en las cargas axiales y la aparición de momentos flectores. En consecuencia, se instalaron 16 galgas extensiométricas en los montantes externos situadas en los extremos del puente. Para una mejor visualización de la disposición descrita se muestra en la Fig. 3.12.

Al igual que en el caso de los montantes, las diagonales cercanas a los extremos del puente son de especial interés debido a su elevado nivel de sollicitación y a los posibles efectos que los distintos escenarios de fallo pueden tener sobre su respuesta estructural. En consecuencia, se dispusieron 12 galgas extensiométricas en las diagonales externas del puente. En cuanto a su posición en el elemento, se tuvo en cuenta que las diagonales trabajan predominantemente a tracción y que las variaciones en su comportamiento se

reflejan directamente en el nivel de carga axial; por este motivo, las galgas se ubicaron en el centro del elemento, a la altura del centroide de la sección transversal (Fig. 3.13).

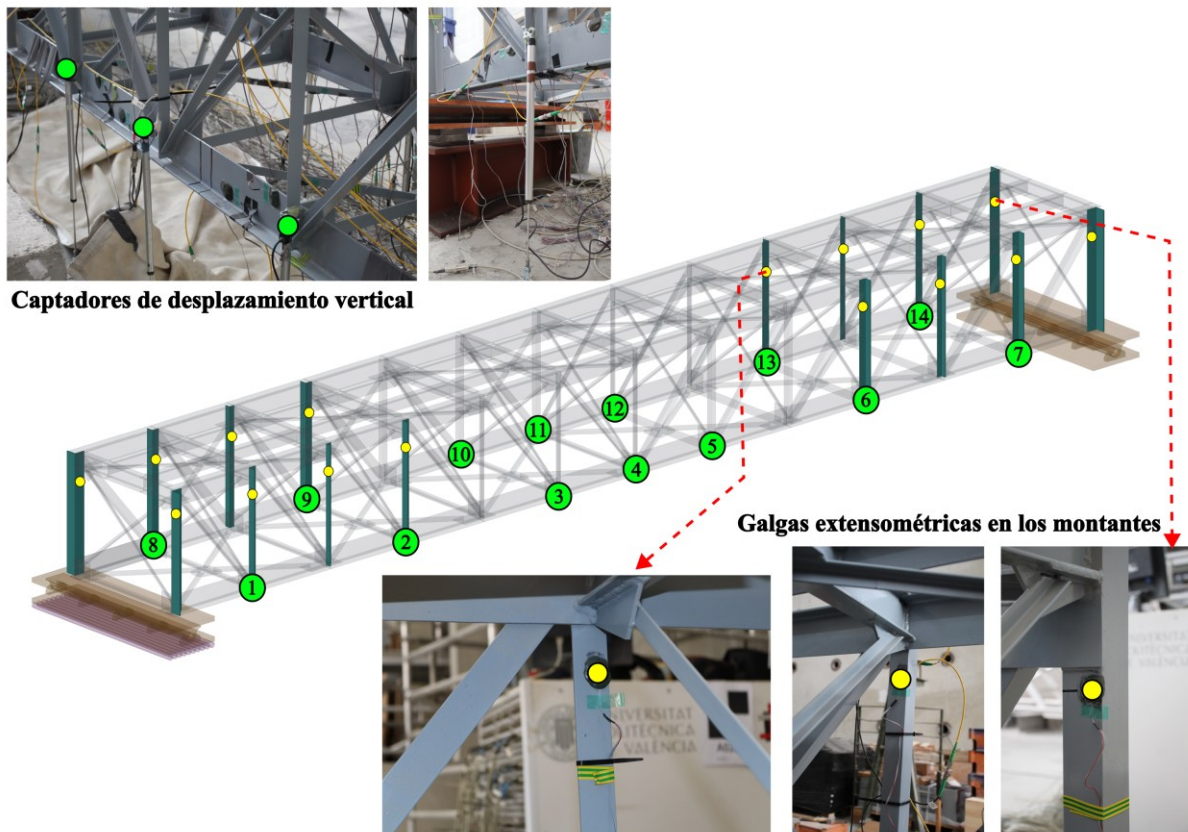


Fig. 3.12. Ubicación de los captadores de desplazamiento y galgas extensiométricas empleadas en la estimación de incrementos de fuerzas axiales y momentos flectores en los montantes.

Los arriostramientos verticales y horizontales son los elementos encargados de conectar ambas celosías y de proporcionar rigidez lateral y torsional al puente. Estos elementos contribuyen a la estabilidad global del sistema estructural, y su nivel de sollicitación está directamente relacionado con la distribución de momentos asociada a la flexión global del puente. Asimismo, ante la presencia de cargas laterales o de una redistribución de cargas como consecuencia de un escenario de fallo, desarrollan esfuerzos axiales destinados a limitar desplazamientos y rotaciones excesivas. Por esta razón, se monitorizaron los ocho elementos que conforman el sistema de arriostramiento horizontal inferior en los paneles centrales del puente, así como los cuatro elementos correspondientes a los sistemas de arriostramiento vertical situados en los ejes inmediatamente adyacentes al eje central del

puente (Fig. 3.13). En cuanto a su ubicación, las galgas se posicionaron en el centro del elemento, a la altura del centroide de la sección transversal.

Las Fig. 3.13 y Fig. 3.14 muestran la ubicación de las galgas extensiométricas en los cordones y los largueros. Los cordones son los elementos encargados de resistir la flexión global del puente, desarrollando tensiones de tracción y compresión. Este comportamiento resulta más significativo en función de la ubicación de los cordones respecto al centro del vano, donde la flexión global alcanza valores más elevados, induciendo tensiones de mayor magnitud en dichos elementos.

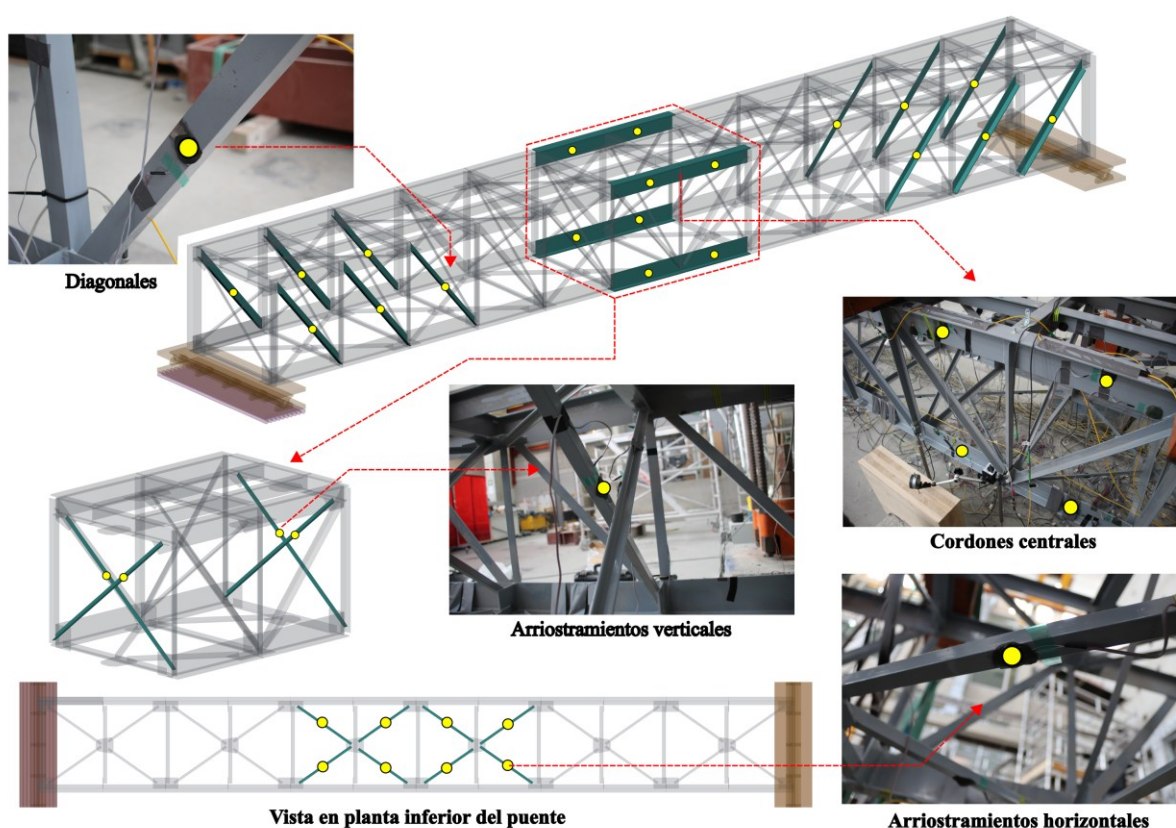


Fig. 3.13 Ubicación de las galgas extensiométricas empleadas para la estimación de incrementos en las fuerzas axiales.

Adicionalmente, la rigidez de la conexión entre los cordones, las diagonales y montantes favorece el desarrollo de momentos flectores locales, especialmente cuando un escenario de fallo provoca una alteración en la geometría triangular de la celosía. Si a lo anterior se suma que uno de los escenarios de fallo considerados involucra a uno de los cordones inferiores centrales, queda justificada la necesidad de registrar deformaciones unitarias

asociadas tanto a variaciones en las fuerzas axiales como a la aparición de momentos flectores en proximidad de las conexiones de los cordones centrales del puente.

En consecuencia, cada uno de los tramos de los cordones centrales se instrumentó con tres galgas extensiométricas: dos destinadas a registrar variaciones asociadas a momentos flectores, instaladas en la cara del ala sometida a tracción y en el extremo lateral del alma (Fig. 3.14); y una tercera destinada a registrar incrementos en la fuerza axial, ubicada en el centro del elemento, a la altura del centroide de la sección transversal (Fig. 3.13).

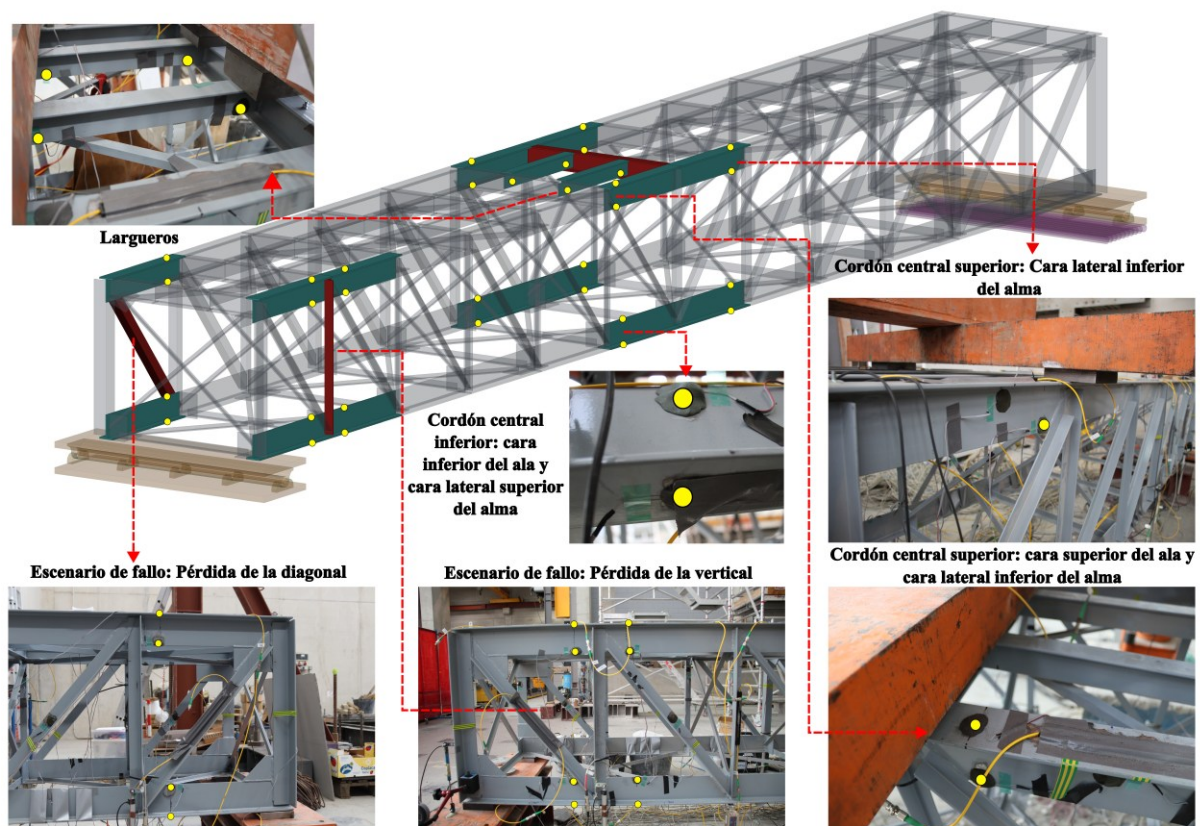


Fig. 3.14 Ubicación de las galgas extensiométricas empleadas para la estimación de incrementos en los momentos flectores.

En lo relativo a los escenarios de fallo asociados al montante y a la diagonal, se mencionó previamente que estos pueden inducir la aparición de momentos flectores en las proximidades de las conexiones. Por esta razón, se dispusieron ocho galgas extensiométricas en las proximidades de la conexión con el montante y cuatro en las proximidades de la conexión con la diagonal. Con el fin de monitorizar incrementos en las

deformaciones unitarias asociadas a aumentos en los momentos flectores, las galgas se ubicaron en las caras superior e inferior del ala y en la cara lateral del alma.

Finalmente, en los largueros centrales se instalaron galgas extensiométricas en el extremo lateral del alma, con el fin de registrar posibles incrementos en los momentos flectores asociados al escenario de fallo que considera la pérdida de la viga transversal superior, tal como se muestra en la Fig. 3.14.

3.2.5 Protocolo experimental y ejecución del ensayo.

El protocolo experimental se diseñó para poder reproducir diferentes escenarios de fallo y comparar la respuesta estructural del modelo entre sus condiciones, con y sin daños. El objetivo final de esta comparación era poder evaluar la robustez estructural e identificar los caminos alternativos de carga (ALPs), razón por la cual el estado de cargas externas para las dos condiciones del puente debía ser la misma.

Los escenarios de fallo se definieron en el apartado 3.2.3 mientras que las configuraciones de carga correspondiente se describieron en el apartado 3.2.2. De esta manera, cada ensayo se asoció a la reproducción de un escenario de fallo y su ejecución se hizo siguiendo un mismo protocolo experimental. Para la condición sin daños, la carga se aplicó de forma cuasi-estática mediante control de desplazamiento, a una velocidad de 0,05 mm/s, hasta alcanzar una fuerza total de 80 kN o 14 kN. Una vez alcanzado el nivel de carga, se mantuvo constante durante un tiempo para obtener registros estables de todos los sensores y obtener la respuesta del puente para la condición sin daños. A continuación, la estructura se descargó completamente y se procedió al corte del elemento correspondiente para reproducir el escenario de fallo considerado. Se repitió el mismo proceso de carga y estabilización para obtener la respuesta del puente para la condición con daños. Finalmente, se descargó el puente y se procedió a su reparación para continuar con el siguiente escenario de fallo. El proceso antes descrito se presenta en el diagrama de flujo expuesto en la Fig. 3.15.

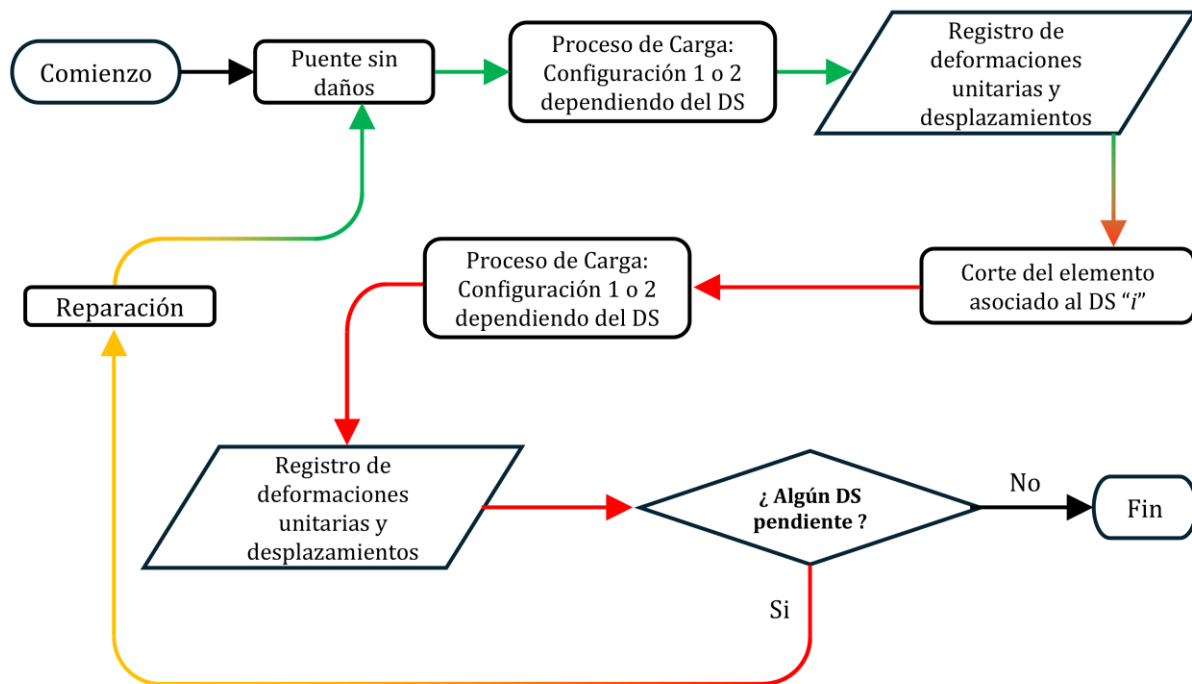


Fig. 3.15 Protocolo experimental (DS hace referencia a Escenario de Fallo)

El diagrama de flujo mostrado en la Fig. 3.15 presenta un resumen del protocolo experimental seguido durante la campaña. No obstante, con el objetivo de estudiar la evolución de los ALPs en condiciones más desfavorables, como ensayo final, la estructura se llevó hasta el fallo global. Para ello, se decidió replicar dichas condiciones mediante la aplicación incremental de carga, induciendo grandes deformaciones permanentes hasta agotar la capacidad resistente del puente. De este modo, se evaluó la respuesta de la estructura frente a posibles sobrecargas inesperadas y la evolución de los mecanismos resistentes bajo grandes deformaciones, considerando el escenario de fallo asociado a la pérdida de la diagonal exterior próxima al apoyo, cuya eliminación compromete de forma directa la transmisión de esfuerzos cortantes en la celosía. La Fig. 3.17, al final de este apartado presenta una recopilación de todo el protocolo experimental.

Respecto a la reproducción de los escenarios de fallo conviene aclarar que se implementaron mediante corte con una sierra radial, garantizando su desconexión del sistema estructural e interrumpiendo cualquier trayectoria de transmisión de cargas. Sin embargo, una vez replicado el escenario de fallo fue necesario “reparar” el puente para regresarlo a sus condiciones de rigidez iniciales. Para ello se soldaron perfiles en la zona

del corte para restablecer la conexión del elemento y, de esta manera regresarlo a su condición original. Como ejemplo, en la Fig. 3.16 se presentan una serie de fotografías en las que se expone el proceso de corte y reparación para el montante.

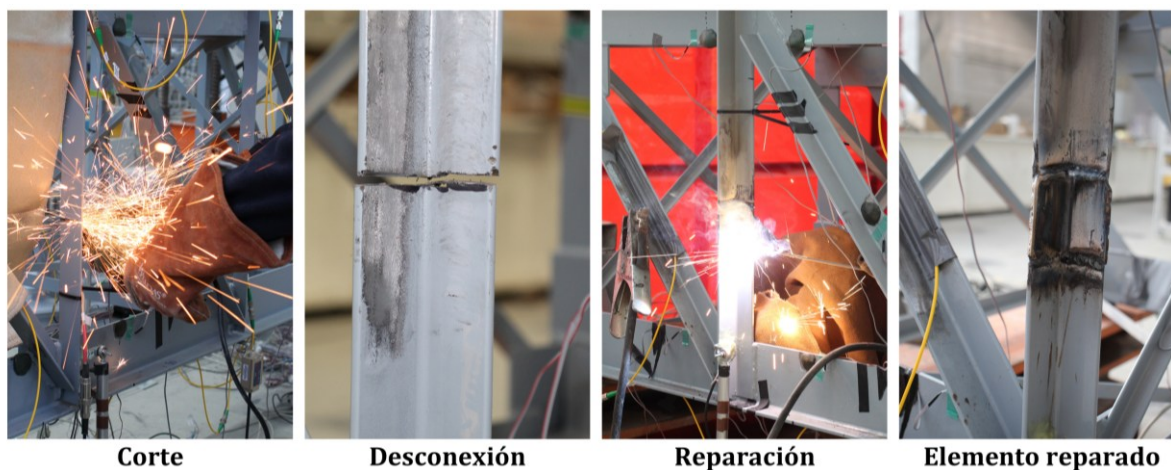


Fig. 3.16 Proceso de corte y reparación en los elementos del puente

Finalmente, conviene realizar dos aclaraciones respecto a la ejecución de los ensayos. En primer lugar, los niveles de carga aplicados, que se derivan del escalado de las cargas operacionales del puente real, se verificaron de manera que la estructura no alcanzase en ningún caso deformaciones unitarias en el rango de la plastificación. De esta manera, no se indujeron deformaciones permanentes ni se produjeron modificaciones en la rigidez del sistema, permitiendo la recuperación elástica del mismo y su retorno a las condiciones iniciales. En segundo lugar, con el objetivo de garantizar la validez de la comparación entre las condiciones sin daño y con daño en cada escenario de fallo, el ensayo correspondiente a la condición sin daño se repitió siempre antes de la introducción del daño considerado. Esta decisión permitió tener en cuenta posibles variaciones, aunque mínimas, en la rigidez del sistema derivadas de los procesos de corte y reparación, asegurando así la coherencia y comparabilidad de los resultados experimentales.

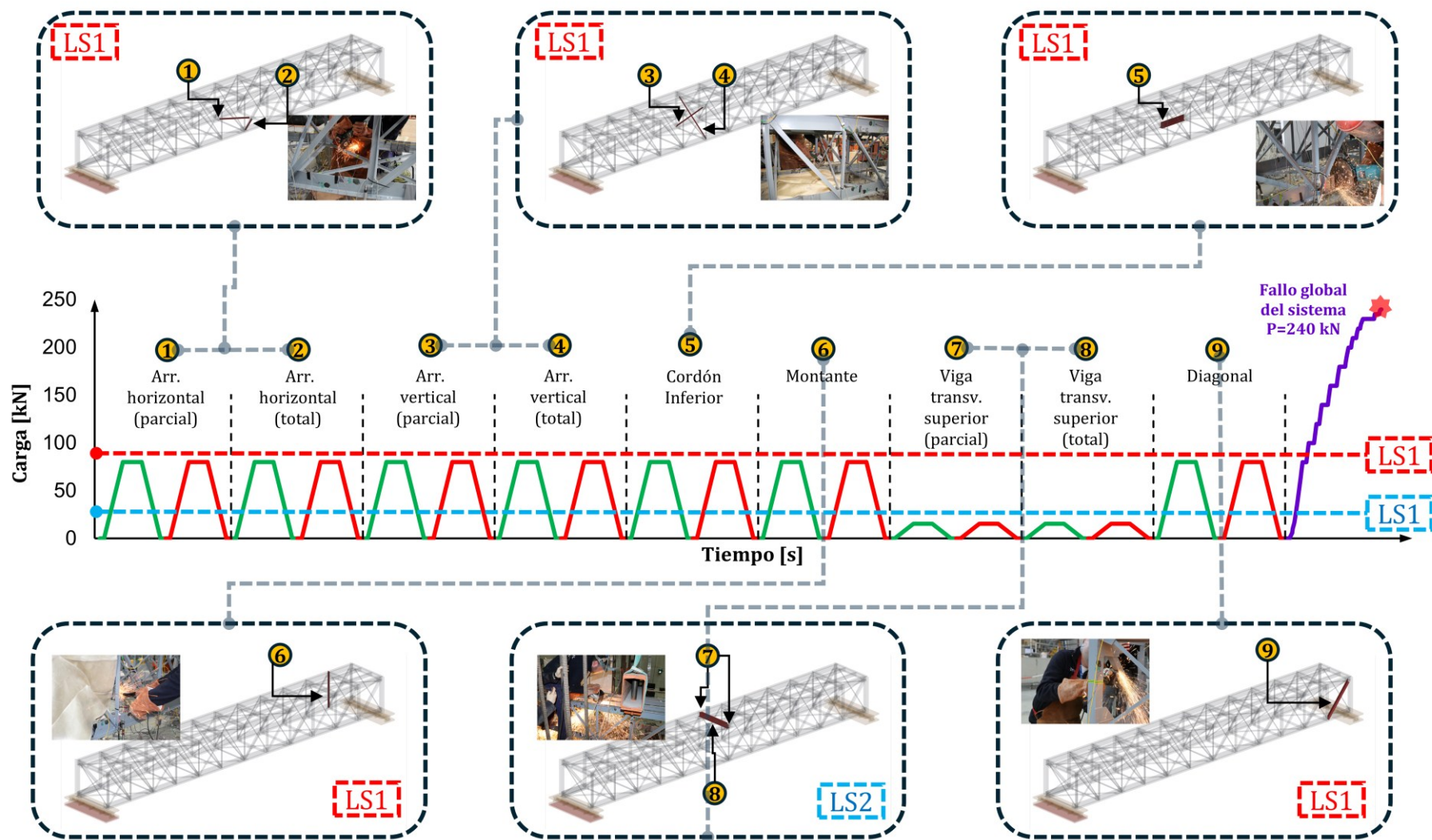


Fig. 3.17 Resumen del protocolo de la campaña experimental. LS1 y LS2 corresponden a las configuraciones de carga empleadas en cada ensayo.

Capítulo 4. Resultados Experimentales

Este capítulo se centra en la exposición de los resultados obtenidos durante la campaña experimental tras someter el modelo a diferentes escenarios de fallo, así como en su integración con los resultados obtenidos a partir de modelos computacionales orientados a evaluar el fallo individual de cada uno de los elementos. De forma complementaria, se desarrolla una discusión analítica de los resultados desde el marco de la mecánica estructural.

Tanto para los resultados experimentales como para los computacionales, se explican los criterios empleados para llevar a cabo una evaluación exhaustiva de la robustez estructural, basada en el análisis de los cambios en la respuesta de la estructura entre su condición sin daños y su condición con daños. Los resultados, en términos de desplazamientos, deformaciones unitarias y reacciones, se analizan a nivel de elemento, de funcionalidad estructural y de sistema global, lo que permite identificar los patrones que caracterizan el desarrollo de los mecanismos resistentes latentes ante los diferentes tipos de fallo.

El capítulo finaliza con un apartado en el que se presentan los resultados experimentales obtenidos mediante la aplicación de carga incremental al puente. Este proceso induce un comportamiento no lineal caracterizado por la plastificación progresiva de los elementos y la aparición de inestabilidades por pandeo. Como consecuencia, se alcanza un estado de fallo global del sistema, equivalente en términos mecánicos al colapso.

Estos resultados permiten contrastar las observaciones relativas a la activación de ALPs y al desarrollo de mecanismos resistentes latentes bajo estados de carga más exigentes.

4.1 Criterios para el análisis de los resultados

El conjunto de datos obtenidos durante la campaña experimental corresponde a la suma del registro temporal individual de 94 sensores a lo largo de 18 ensayos diferentes, incluyendo la respuesta del puente en su condición sin daños. Un volumen de datos de esta magnitud requiere establecer un conjunto de reglas base que permita extraer los resultados más relevantes de manera clara y concisa, de forma que se pueda llevar a cabo un análisis orientado hacia la resolución de la problemática planteada en esta tesis doctoral. De esta manera, en este apartado se presenta el conjunto de criterios utilizados para el análisis de los resultados obtenidos durante la campaña experimental.

Como primer criterio de uniformización, es necesario presentar un esquema general del puente con el objetivo de poder identificar la posición de las dos celosías, la ubicación de sus apoyos y la localización de sus elementos respecto a los ejes cardinales. Dicho esquema se presenta en la Fig. 4.1.

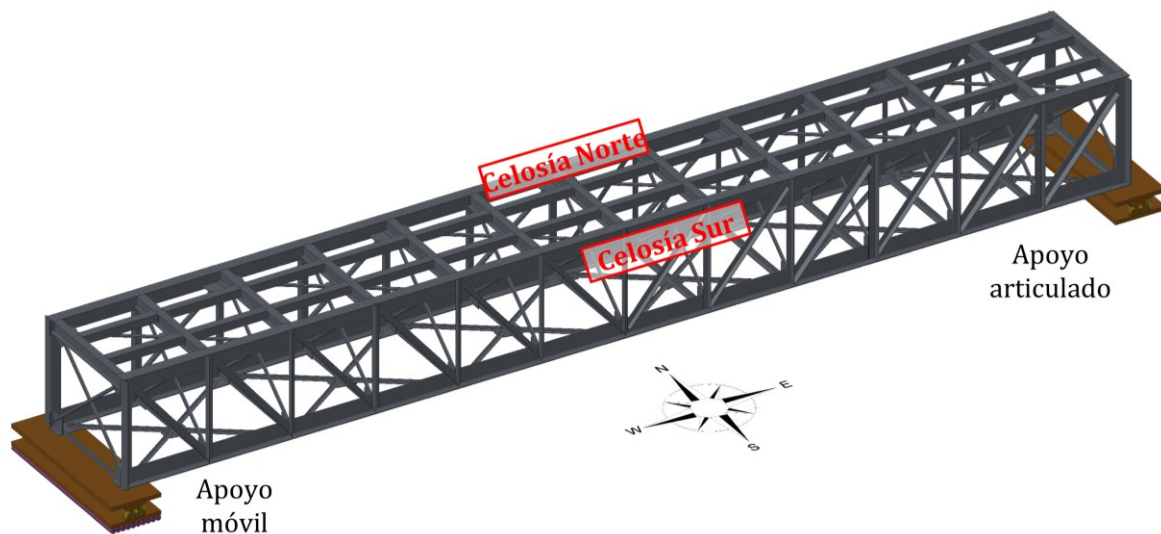


Fig. 4.1 Esquema general del puente y su localización respecto a los ejes cardinales

4.1.1 Desplazamientos verticales y distorsiones transversales

Los desplazamientos verticales se registraron a partir de los captadores de desplazamiento. Para simplificar la interpretación de los resultados estos se consideran positivos cuando el valor medido registra un descenso del puente. Para cada sensor, los desplazamientos medidos por cada sensor para la condición con daños (D) y la condición

sin daños (U) se procesan para obtener los incrementos (Ec. 4.1) y los incrementos relativos a la condición sin daños como porcentaje (Ec. 4.2).

$$\Delta_d = d_D - d_U \quad \text{Ec. 4.1}$$

$$\frac{\Delta_d}{|d_U|} = \frac{d_D - d_U}{|d_U|} \quad \text{Ec. 4.2}$$

En estas ecuaciones d_U corresponde al desplazamiento vertical medido para el puente sin daños, d_D al desplazamiento vertical medido para el puente con daños, Δ_d al incremento de las variables antes mencionadas y la relación $\frac{\Delta_d}{|d_U|}$ al incremento relativo, expresado en porcentaje.

A partir de los desplazamientos verticales medidos a lo largo de las dos celosías, se obtuvo la distorsión de las secciones transversales del puente. Una representación gráfica de este fenómeno se presenta en la Fig. 4.2, mientras que las ecuaciones asociadas a su cuantificación se presentan en la Ec. 4.3, Ec. 4.4 y Ec. 4.5.

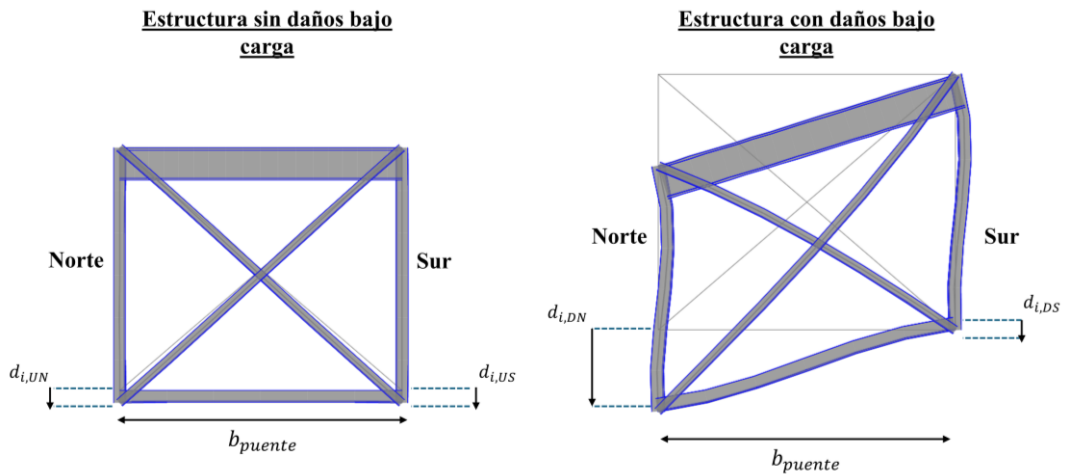


Fig. 4.2 Distorsiones transversal en el puente

$$\theta_{i,U} = \tan^{-1} \left(\frac{d_{i,US} - d_{i,UN}}{b_{puente}} \right) \quad \text{Ec. 4.3}$$

$$\theta_{i,D} = \tan^{-1} \left(\frac{d_{i,DS} - d_{i,DN}}{b_{puente}} \right) \quad \text{Ec. 4.4}$$

$$\Delta_{\theta,i} = \frac{\theta_{i,D} - \theta_{i,U}}{|\theta_{i,U}|} \quad \text{Ec. 4.5}$$

Las distorsiones en el sentido transversal para una misma sección i del puente se representan por θ_i y se obtienen a partir de la diferencia de desplazamientos verticales opuestos (S: Sur y N: Norte). De esta manera, para la condición del puente sin daños, los desplazamientos verticales en el costado sur de la sección i corresponden a $d_{i,US}$ mientras que los mismos, en la parte norte corresponden a $d_{i,UN}$. La misma lógica es aplicable a la condición con daños del puente, expresando las variables como $d_{i,DS}$ y $d_{i,DN}$ para los costados sur y norte respectivamente. Teniendo en cuenta que la distancia entre puntos de medida corresponde al ancho del puente, representado por b_{puente} , las distorsiones en el sentido transversal se obtienen mediante la Ec. 4.3 y la Ec. 4.4 mientras que los incrementos relativos entre distorsiones respecto a su condición sin daños se calculan según la Ec. 4.5.

4.1.2 Deformaciones unitarias

Como convención para las deformaciones unitarias, se toman los valores positivos como deformaciones por tracción mientras que los valores negativos se asocian a compresión. Adicionalmente, los valores registrados fueron tratados y expresados en términos de incrementos relativos de deformación ($\varepsilon_D - \varepsilon_U$) respecto a la condición sin daños (ε_U), según lo definido en la Ec. 4.6. Estos mismos incrementos se computaron respecto al valor de la deformación unitaria de plastificación¹⁴ como medida de importancia respecto a un valor de referencia relacionado con el comportamiento mecánico del acero como se muestra en la Ec. 4.7.

$$\frac{\Delta\varepsilon}{|\varepsilon_U|} = \frac{\varepsilon_D - \varepsilon_U}{|\varepsilon_U|} \quad \text{Ec. 4.6}$$

$$\frac{\Delta\varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\varepsilon_D - \varepsilon_U}{\varepsilon_y} \quad \text{Ec. 4.7}$$

¹⁴ La deformación unitaria de plastificación se define como la relación entre el límite elástico y el módulo de elasticidad, en este caso, 326 MPa y 207,000 MPa respectivamente $\rightarrow \varepsilon_y=0.00157$

Para obtener una mejor visualización de las variaciones en términos de deformación, se utiliza una convención de símbolos mediante la cual se indica si, en cada situación, el valor medido se asocia con incrementos o disminuciones de carga o si, por el contrario, se produce un cambio de signo, tal como se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Convención de símbolos para el estado de carga

Símbolo	Significado
↑	Carga
↓	Descarga
↻	Inversión de la deformación

Con el objetivo de visualizar de mejor forma los resultados procesados e identificar las diferencias más significativas entre las situaciones con y sin daños, se ha adoptado una escala de colores para los valores obtenidos en la Ec. 4.7. Esta leyenda de colores y su significado se definen en la Tabla 4.2. Los valores positivos están relacionados con el desarrollo de tracciones o pérdida de compresión, mientras que los valores negativos se asocian a procesos de compresión o pérdida de tracción.

Tabla 4.2 Convención de colores para incrementos relativos

Rango de valores y convención de colores para $\Delta\epsilon/\epsilon_y$	
Valor	Estado
≥ 100 %	Traccionamiento o descompresión
95.50%	
86.50%	
77.50%	
68.50%	
59.50%	
50.50%	
41.50%	
32.50%	
23.50%	
14.50%	
5.00%	Compresión o destensionamiento
-5.00%	
-14.50%	
-23.50%	
-32.50%	
-41.50%	
-50.50%	
-59.50%	
-68.50%	
-77.50%	
-86.50%	
-95.50%	
≤ -100 %	

4.2 Análisis de los resultados experimentales

Con los criterios de análisis establecidos se puede exponer y analizar los principales resultados experimentales y su relación con la robustez estructural. Con este fin, los resultados se presentan en función de los diferentes escenarios de daños que se reprodujeron durante la campaña experimental.

Con el fin de evitar repeticiones innecesarias, se define a continuación la estructura común seguida en la presentación de los resultados experimentales para cada escenario de fallo. En primer lugar, se introduce un esquema general en el que se identifica el elemento correspondiente al escenario de fallo analizado, así como la configuración de cargas utilizada.

En un segundo bloque, se presentan los esquemas y tablas asociados a los desplazamientos verticales y las distorsiones, expresados en milímetros (mm) y grados sexagesimales ($^{\circ}$), respectivamente. En cada uno de los esquemas se indica el identificador del sensor, su ubicación mientras que en las tablas se presenta el valor registrado para las condiciones “sin daño” y “con daño” del puente, así como los resultados procesados en términos de incrementos relativos a la condición sin daño, expresados en porcentaje. Este bloque concluye con la identificación de los principales resultados en términos de robustez estructural y de activación de los ALP asociables a la respuesta en términos de desplazamientos y distorsiones.

En un tercer bloque, se muestran los resultados registrados por las galgas extensométricas, también mediante esquemas y tablas que permiten relacionar el identificador del sensor con su ubicación. En este caso, se presentan las deformaciones unitarias, expresadas en mili deformaciones (mε), tanto para la condición sin daño como con daño, junto con los símbolos definidos en la Tabla 4.1 que identifican el tipo de proceso al que fue sometido el elemento (carga, descarga o inversión), así como los valores procesados en términos de incrementos relativos a la condición sin daño y a la deformación unitaria de plastificación, ambos en porcentaje. De forma análoga al bloque anterior, este apartado finaliza con el análisis de los principales resultados en términos de robustez y de los ALP asociables a las deformaciones unitarias.

Finalmente, se presentan las conclusiones parciales correspondientes al escenario de fallo analizado, derivadas del conjunto de resultados expuestos.

Es importante mencionar que En todas las tablas se incluye una columna que indica la variable representada por la medición de cada sensor: desplazamientos (d), distorsiones (θ), fuerzas axiales (N) o combinaciones de fuerzas axiales y momentos (N, M).

4.2.1 DS1: Pérdida del cordón central inferior

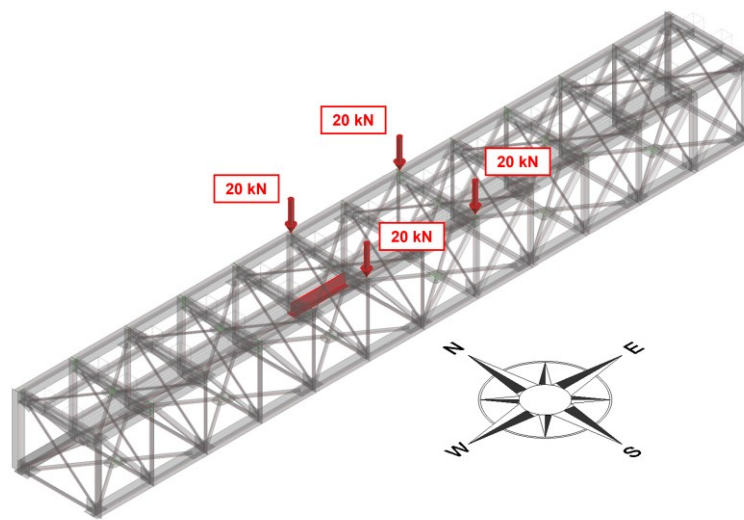


Fig. 4.3 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo del cordón inferior.

El fallo del cordón inferior en la zona central afecta considerablemente la rigidez vertical del puente; en la celosía afectada se registran desplazamientos verticales de hasta un 56 % respecto a la condición sin daño (Fig. 4.4). Los incrementos en los desplazamientos en el costado oeste resultan superiores a los registrados en el costado este, lo que indica una concentración de los desplazamientos verticales en la zona afectada. Asimismo, la diferencia de desplazamientos entre la celosía sur y la celosía norte constituye un primer indicador de la activación de ALPs, a partir de la cual puede inferirse una transferencia de carga entre celosías. Como consecuencia, la pérdida del cordón induce un giro del sistema con el fin de asegurar la estabilidad global del puente, y la diferencia de desplazamientos da lugar a una distorsión de la sección transversal, concentrada en la zona del daño y que se disipa hacia los apoyos (Fig. 4.5).

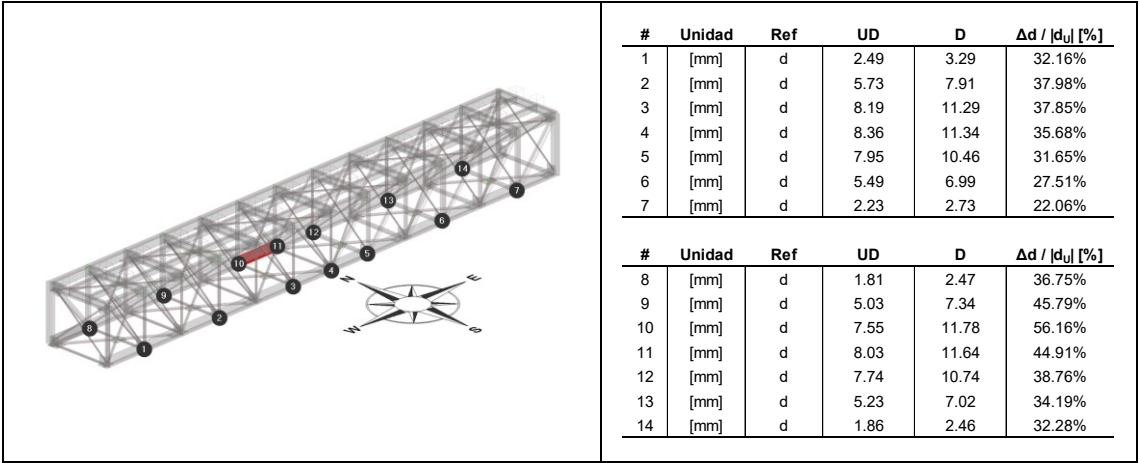


Fig. 4.4 Desplazamientos verticales tras el fallo del cordón inferior.

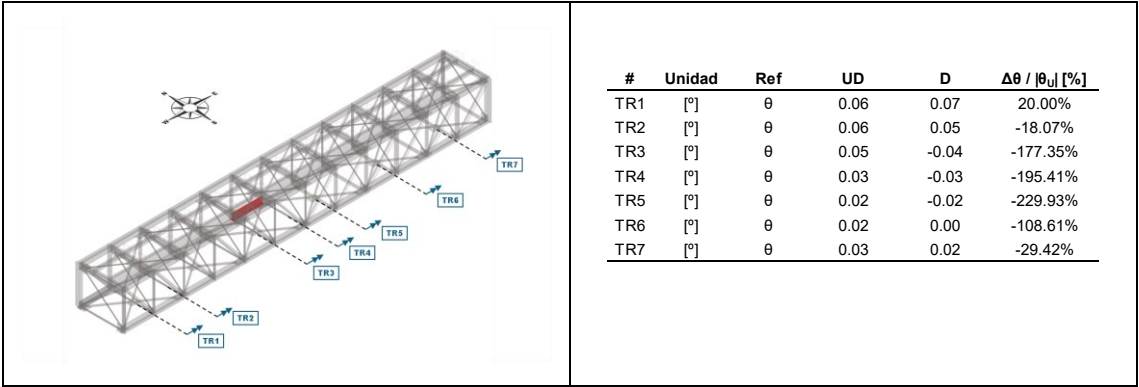


Fig. 4.5 Distorsiones a lo largo del puente tras el fallo del cordón inferior.

El sistema de arriostramiento horizontal es uno de los caminos más directos y críticos de la transferencia de cargas entre celosías ante la pérdida del cordón inferior (Fig. 4.6). La activación de este ALP a través de los arriostramientos horizontales se evidencia por el desarrollo de tracciones y compresiones en cercanía de la zona afectada. El rol del sistema de arrostramiento vertical es igualmente fundamental en la redistribución de cargas (Fig. 4.7), constituyéndose como otro ALP a considerar que, igualmente, se caracteriza por el desarrollo de tracciones y compresiones y puede asociarse a un mecanismo de resistencia por distorsión transversal.

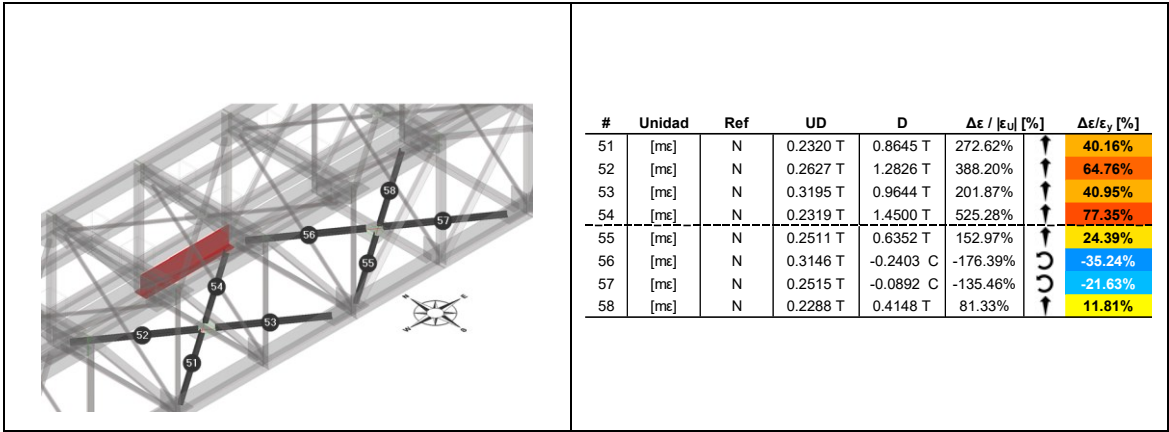


Fig. 4.6 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo del cordón inferior.

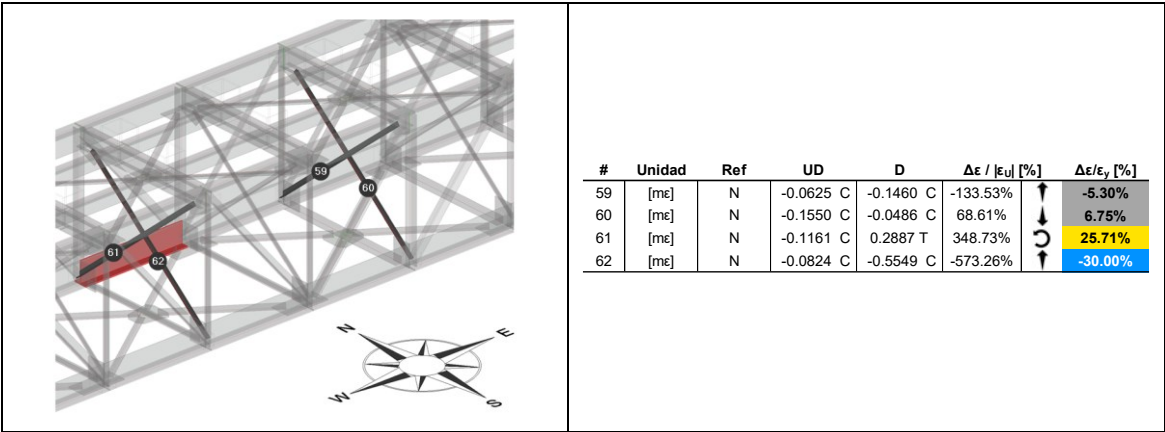


Fig. 4.7 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento vertical tras el fallo del cordón inferior.

Al analizar, en términos de deformaciones unitarias (Fig. 4.8 y Fig. 4.9), la respuesta de las verticales y diagonales de la celosía norte, se evidencia la presencia de procesos de descarga, en contraste con el comportamiento registrado en la celosía sur. Este comportamiento constituye un indicador de la activación de un ALP, a través del cual se caracteriza la redistribución de cargas de una celosía a la otra. Sin embargo, la magnitud de los incrementos relativos a la plastificación permite establecer que ni las verticales ni las diagonales desempeñan un papel determinante, y que su respuesta se asocia principalmente a garantizar la estabilidad del puente ante las torsiones inducidas por el fallo.

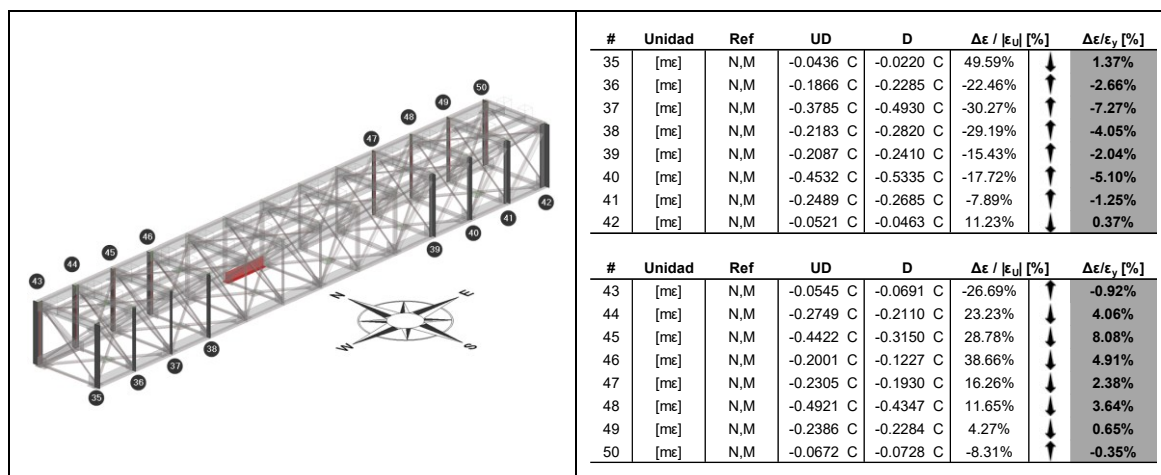


Fig. 4.8 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo del cordón inferior.

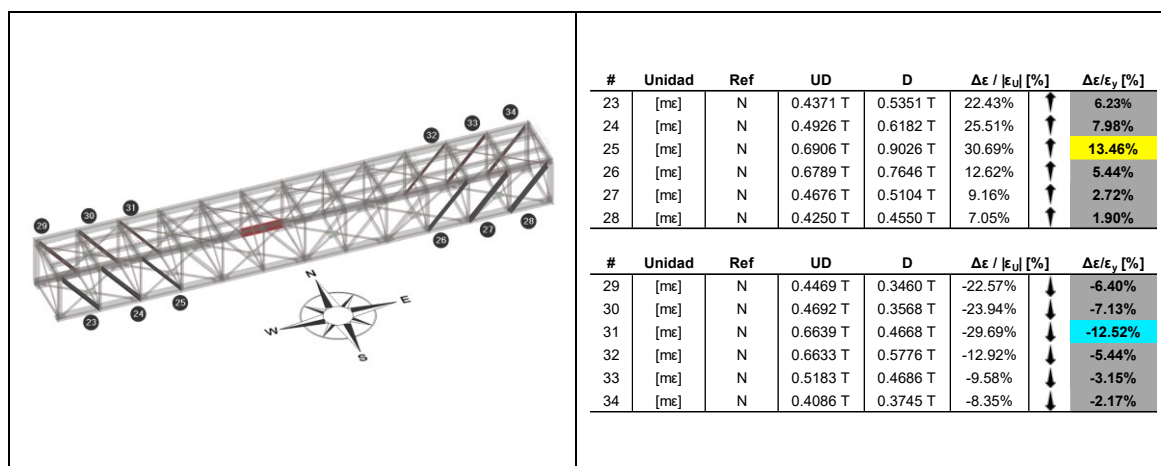


Fig. 4.9 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo del cordón inferior.

La transferencia de cargas entre la celosía afectada y la celosía sin daño también involucra a los cordones como elementos críticos en la activación de los ALPs. Incrementos relativos a la deformación de plastificación superiores al 10 % (Fig. 4.10) indican que los cordones ubicados en la vecindad del fallo presentan fenómenos de descarga, en clara oposición a los cordones del costado sur, que registran relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ asociadas a procesos de carga. Al extender el análisis a la deformación unitaria en las proximidades de las conexiones, se registran incrementos relativos a la deformación de plastificación muy significativos asociados a la aparición de momentos flectores (Fig. 4.11), que permiten identificar nuevos mecanismos de activación de los ALPs.

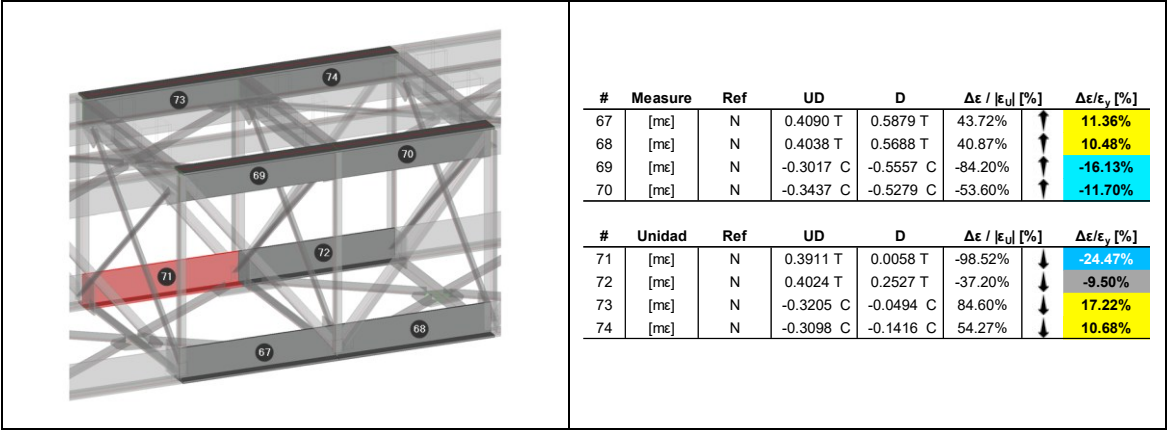


Fig. 4.10 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo del cordón inferior.

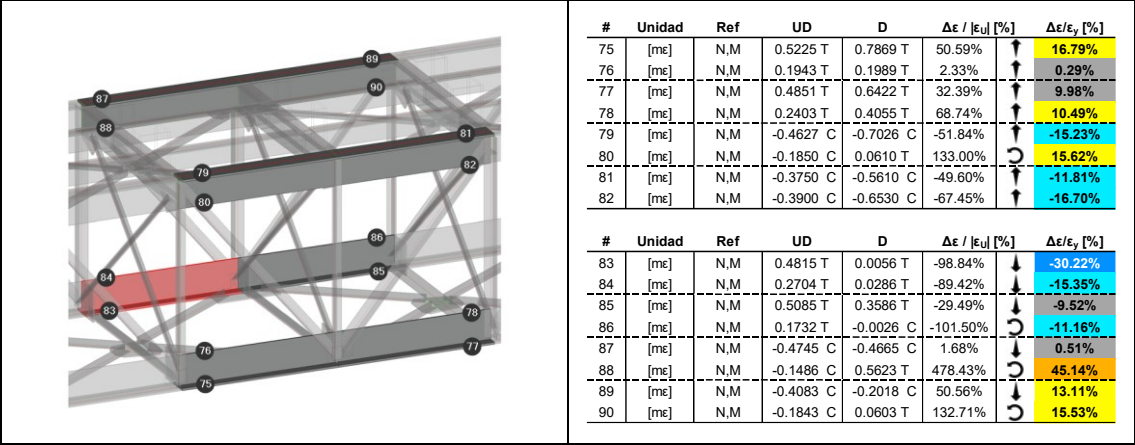


Fig. 4.11 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) tras la pérdida de un cordón inferior

En conclusión, en una celosía tipo Pratt, los cordones son los responsables de resistir las flexiones que inducen las cargas verticales. La transmisión de cargas se realiza mediante tracciones y compresiones de los cordones inferiores y superiores, respectivamente. Al fallar un cordón inferior, en la posición central, el sistema activa nuevos mecanismos para redistribuir estas flexiones: por un lado, transfiriendo parte de la carga vertical a zonas no afectadas por el fallo inicial gracias a los arriostramientos a través de un mecanismo torsional, y por otro, activando mecanismos de flexión local (a nivel de elemento) en los cordones cercanos a la zona del fallo. Ambos elementos, arriostramientos y cordones, presentan incrementos de deformación muy significativos y forman parte de los ALPs principales.

Por su lado, los montantes y diagonales son los responsables de transmitir tanto las fuerzas cortantes como las fuerzas verticales. La pérdida del cordón inferior no

interrumpe la transmisión del cortante a través de la estructura. En consecuencia, aunque las verticales y las diagonales han sido responsables de la estabilidad del puente y forman parte del desarrollo del ALP, los incrementos de deformación medidos en estos elementos no fueron considerables y no constituyen caminos de carga críticos ante este escenario de fallo.

4.2.2 DS2: Pérdida de una de las diagonales exteriores

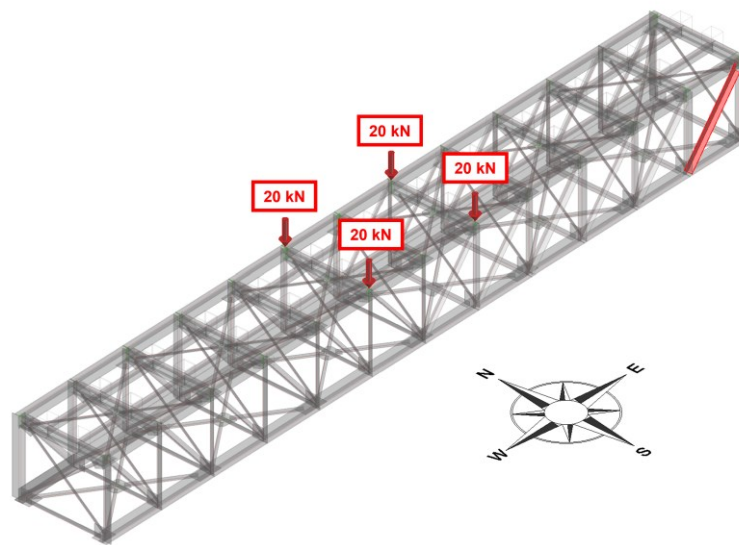


Fig. 4.12 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo de una diagonal.

La pérdida de la diagonal externa en la celosía sur afecta significativamente su rigidez vertical. Los incrementos relativos de desplazamiento permiten identificar que estos se concentran principalmente en la zona donde se perdió la diagonal (Fig. 4.13), correspondiente al costado sureste. En contraposición, la zona diagonalmente opuesta al daño exhibe un “levantamiento” respecto a la condición sin daño. El comportamiento descrito constituye un indicio de una redistribución asimétrica de las cargas tras el fallo. De hecho, en la condición sin daño, la redistribución de cargas en la estructura es simétrica respecto a los ejes Norte–Sur y Oeste–Este. Sin embargo, la pérdida de la diagonal introduce modificaciones en la respuesta torsional y flexional de los paneles próximos al fallo, dando lugar a redistribuciones asimétricas de carga y a efectos torsionales que se

propagan a lo largo del puente. Esta interpretación se ve reforzada por la presencia de distorsiones significativas en las proximidades del fallo (Fig. 4.14).

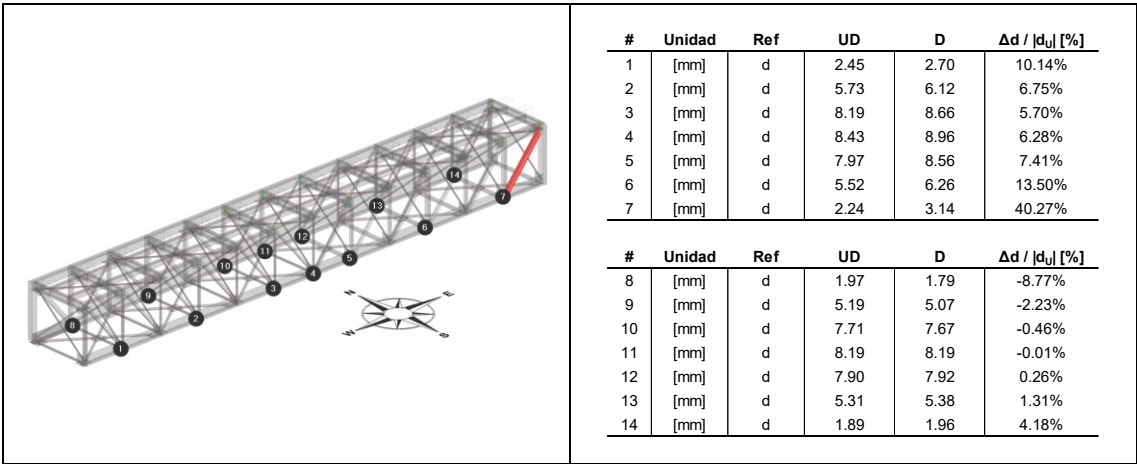


Fig. 4.13 Desplazamientos verticales tras el fallo de la diagonal.

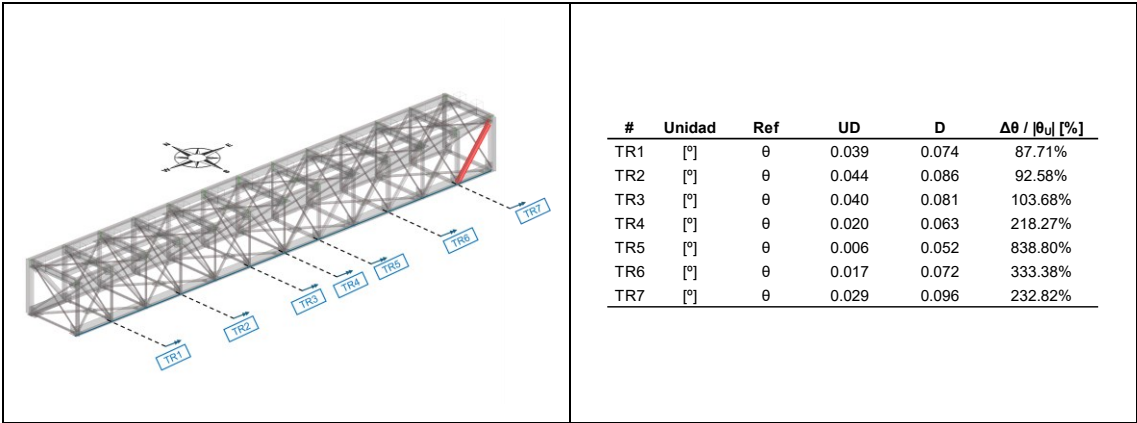


Fig. 4.14 Distorsiones a lo largo del puente tras el fallo de la diagonal.

La respuesta de los arriostramientos horizontales sigue un patrón claramente definido que, además, permite caracterizar la activación de ALPs tras la pérdida de la diagonal. Estos elementos desarrollan tracciones y compresiones para controlar los efectos torsionales (Fig. 4.15) con un patrón característico de mecanismo resistente a torsión: incrementos de carga en los elementos con orientación suroeste-noreste y descarga en aquellos orientados en sentido noroeste-sureste. Adicionalmente, la activación de los arriostramientos depende de su distancia al daño. Las relaciones $\left(\Delta \varepsilon / \varepsilon_y\right)$ resultan más significativas en el costado este que en el oeste y, con un orden de magnitud cercano al 2.00 %, indican que, si bien no constituyen elementos críticos en la redistribución de cargas, desempeñan un papel significativo en el proceso.

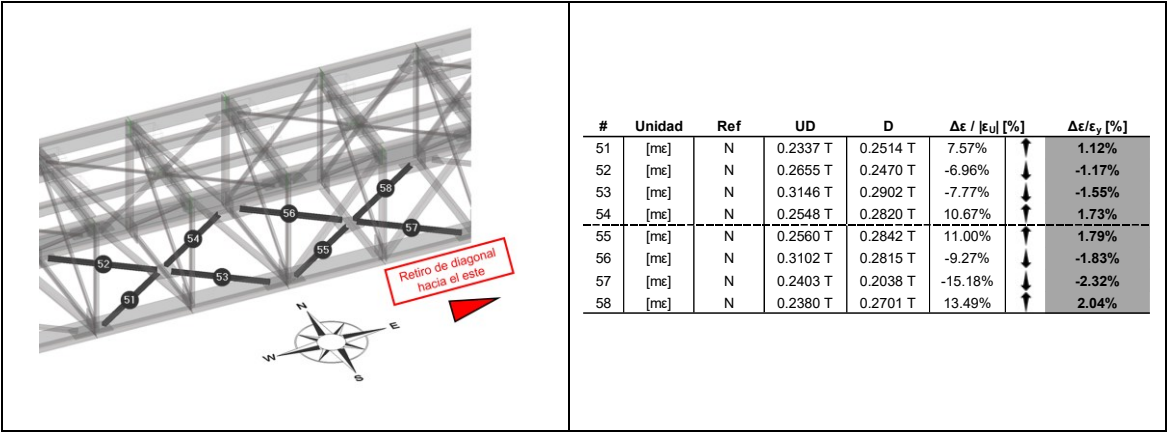


Fig. 4.15 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo de la diagonal.

Las diagonales son los elementos encargados de la transferencia de los esfuerzos cortantes en la viga triangulada. La pérdida de una de ellas afecta directamente a los montantes adyacentes al fallo, obligándolas a asumir una mayor proporción de la carga (Fig. 4.16). En contraposición, los montantes diagonalmente opuestos al fallo exhiben procesos de descarga que corroboran los efectos torsionales y la redistribución asimétrica de cargas. Adicionalmente, al analizar relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ de los montantes adyacentes al fallo se puede identificar la activación de un nuevo ALP caracterizado por la aparición de momentos flectores en proximidad de las conexiones. Estos resultados muestran que la redistribución de cargas también implica la activación de la capacidad a flexión del montante, un mecanismo resistente que en edificaciones se conoce como “tipo viga Vierendeel” y que de ahora en adelante llamaremos “distorsión flexional en el plano”.

Respecto a la respuesta de las diagonales, magnitudes en los incrementos relativos a la deformación de plastificación de hasta el 8 % indican su importancia para redistribuir cargas ante el fallo de una de ellas (Fig. 4.17). Las diagonales adyacentes e inmediatamente opuestas al fallo presentan las mayores relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$, asociadas a procesos de carga, mientras que aquellas que se encuentran diagonalmente opuestas exhiben procesos de descarga. En consecuencia, la activación del ALP en las diagonales tras el fallo de una diagonal se produce principalmente mediante la redistribución de carga hacia las diagonales más cercanas y, de forma secundaria, a través de un mecanismo resistente a torsión.

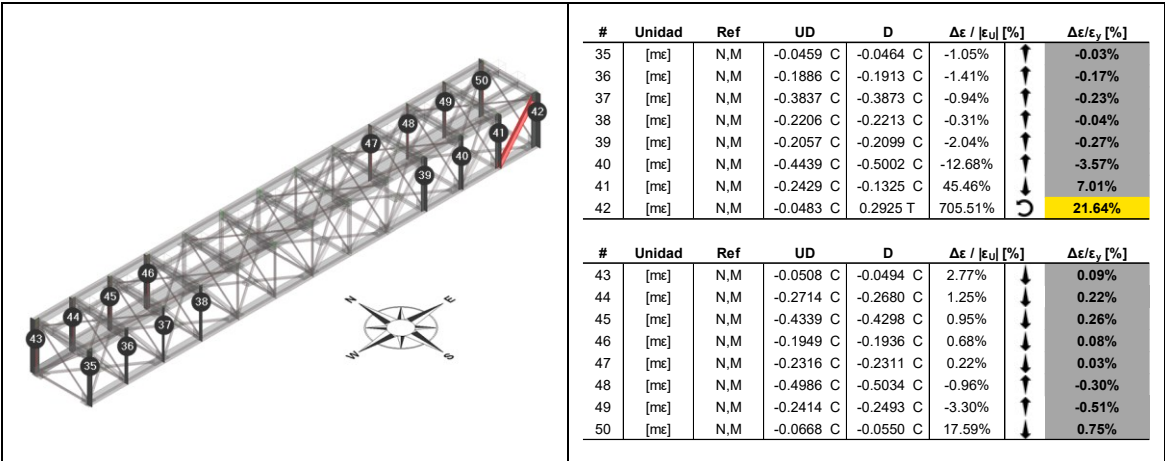


Fig. 4.16 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo de la diagonal.

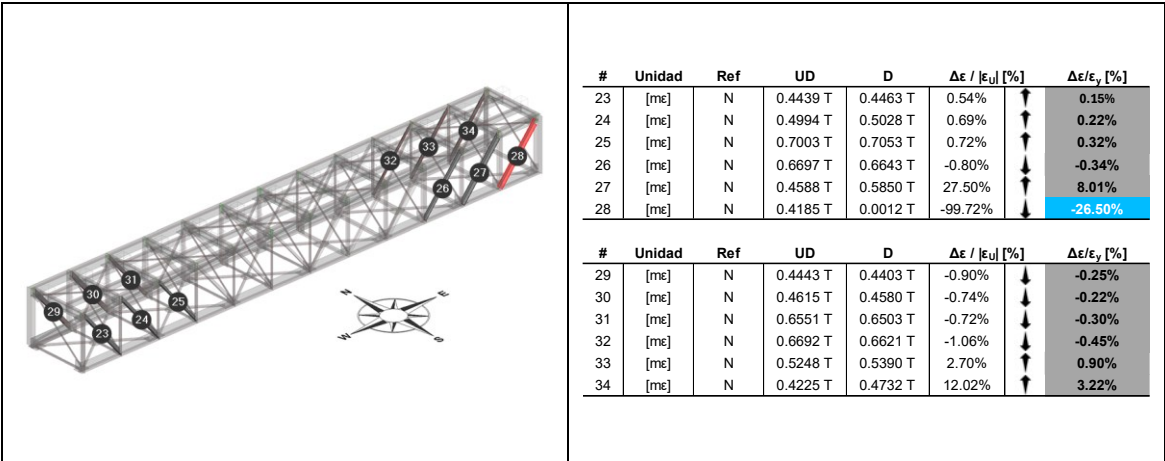


Fig. 4.17 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo de la diagonal.

Las deformaciones unitarias registradas en los cordones, particularmente en las conexiones próximas a la diagonal eliminada (Fig. 4.18), presentan incrementos relativos comprendidos entre -6.68 % y 22.19 %. La aparición de estos valores se asocia a la presencia de momentos flectores y confirma la activación del mecanismo resistente de distorsión flexional en el plano.

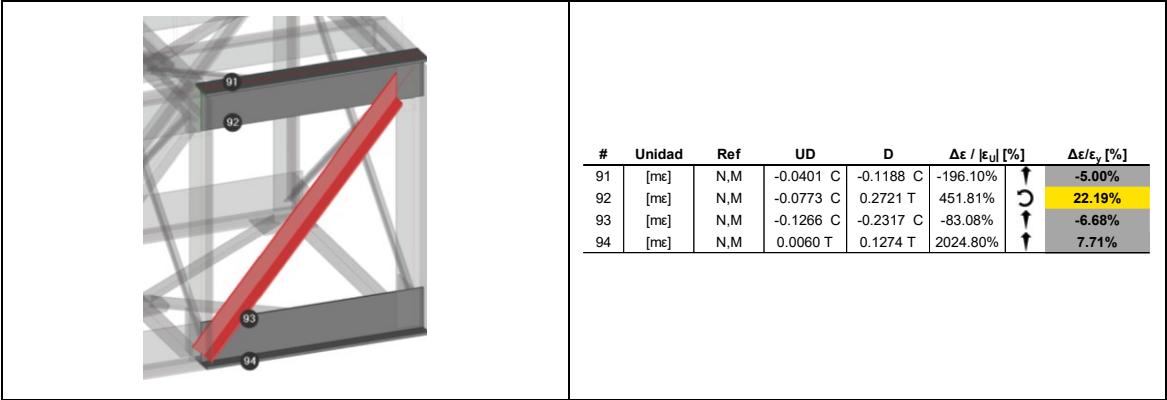


Fig. 4.18 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) en vecindades de la diagonal eliminada

Los resultados correspondientes al sistema de arriostramiento vertical (Fig. 4.19) y a los cordones centrales (Fig. 4.20) presentan procesos de carga y descarga que permiten identificar patrones de comportamiento asociados tanto al mecanismo de resistencia a torsión global como al mecanismo de resistencia por distorsión transversal previamente descritos. Sin embargo, Las magnitudes de las relaciones $(\Delta \varepsilon / \varepsilon_y)$, cercanas al 1 %, evidencian su importancia relativa en la redistribución de cargas. Este comportamiento está directamente condicionado por la distancia de estos elementos a la zona afectada, de modo que sus pares situados en las proximidades del fallo presentan incrementos de mayor magnitud.

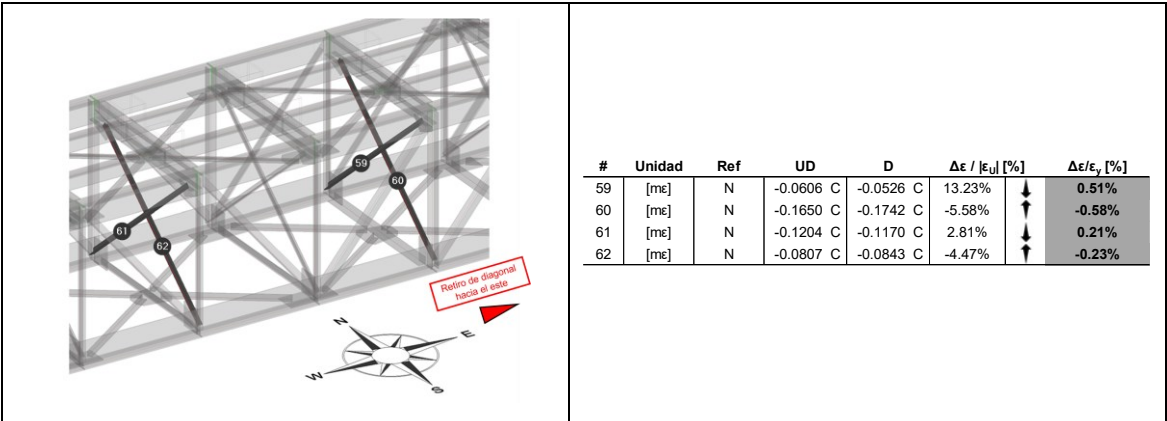


Fig. 4.19 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento vertical tras el fallo de la diagonal.

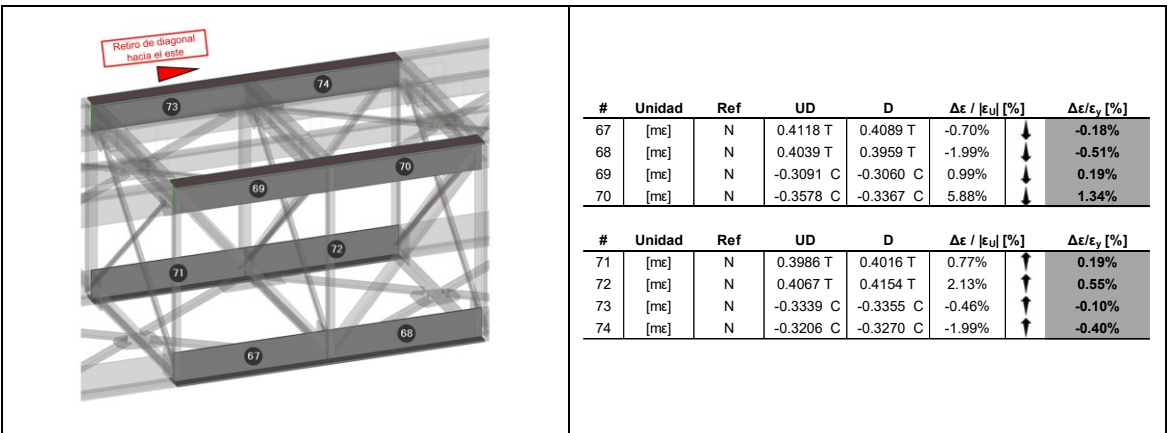


Fig. 4.20 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo de la diagonal.

En una celosía tipo Pratt, los montantes y las diagonales constituyen elementos fundamentales en la transferencia de las fuerzas cortantes. Ante el fallo de una de las diagonales, la rigidez de la celosía afectada se ve seriamente comprometida, lo que conduce a incrementos de desplazamientos y distorsiones en la zona afectada. Como resultado, se activan distintos ALPs para redistribuir las cargas. La estructura experimenta torsiones que dan lugar a redistribuciones de carga asimétricas, caracterizadas por procesos de carga en la zona afectada y procesos de descarga en la zona diagonalmente opuesta. Este comportamiento global se acompaña de un ALP de carácter local, asociado a la aparición de momentos flectores en los cordones y montantes adyacentes a la zona afectada, correspondiente a un mecanismo de distorsión flexional en el plano, análogo al comportamiento de una viga Vierendeel en edificaciones.

4.2.3 DS3: Pérdida de uno de los montantes exteriores

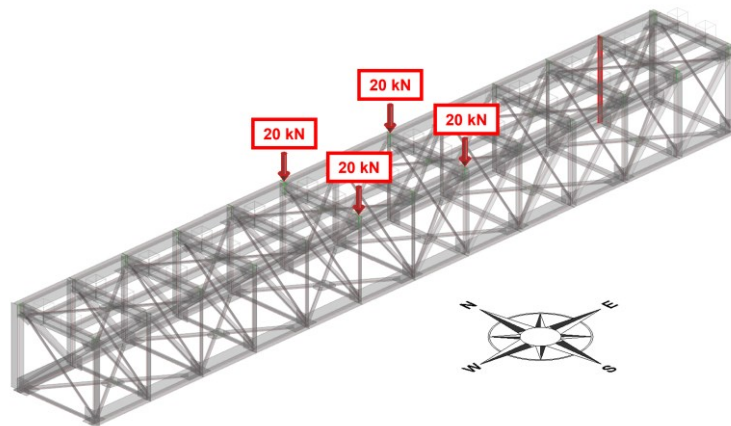


Fig. 4.21 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo de un montante.

La pérdida del montante en el costado noreste lleva a un incremento de los desplazamientos verticales que se concentran, particularmente, en la zona afectada y, al igual que ante la pérdida de la diagonal, la zona diagonalmente opuesta al fallo experimenta un “levantamiento” (Fig. 4.22). Adicionalmente, se observan distorsiones caracterizadas por giros en la estructura que evidencian una redistribución de cargas

asimétrica similar a la identificada en el escenario de fallo de la pérdida de la diagonal (Fig. 4.23). De esta manera, la pérdida del montante introduce modificaciones en la respuesta torsional y flexional de los paneles próximos al fallo, dando lugar a redistribuciones asimétricas de carga y a efectos torsionales que se propagan a lo largo del puente.

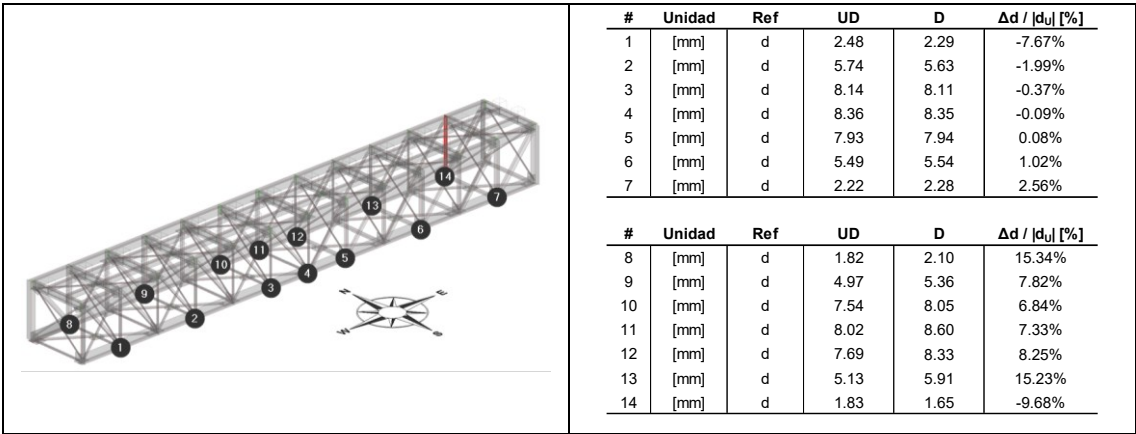


Fig. 4.22 Desplazamientos verticales tras el fallo de un montante.

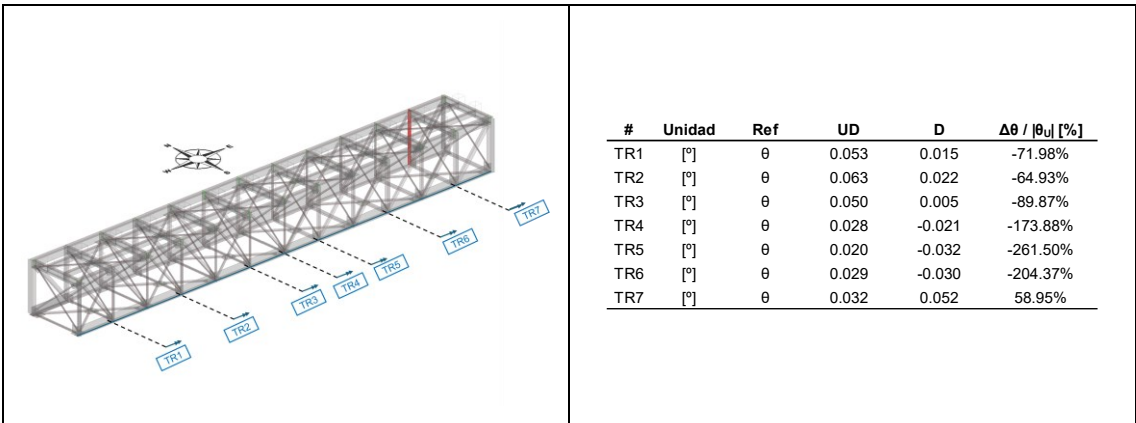


Fig. 4.23 Distorsiones a lo largo del puente tras el fallo de un montante.

El sistema de arriostramiento horizontal presenta procesos de carga y descarga con patrones claramente definidos, caracterizados por relaciones $\left(\frac{\Delta \varepsilon}{\varepsilon_y}\right)$ de magnitudes cercanas al 2 % (Fig. 4.24). Los procesos de carga en el sentido noroeste–sureste y de descarga en el sentido suroeste–noreste indican la activación de un mecanismo de resistencia a torsión que, a juzgar por la magnitud de los incrementos relativos, confirma la contribución de los arriostramientos horizontales en la redistribución de cargas.

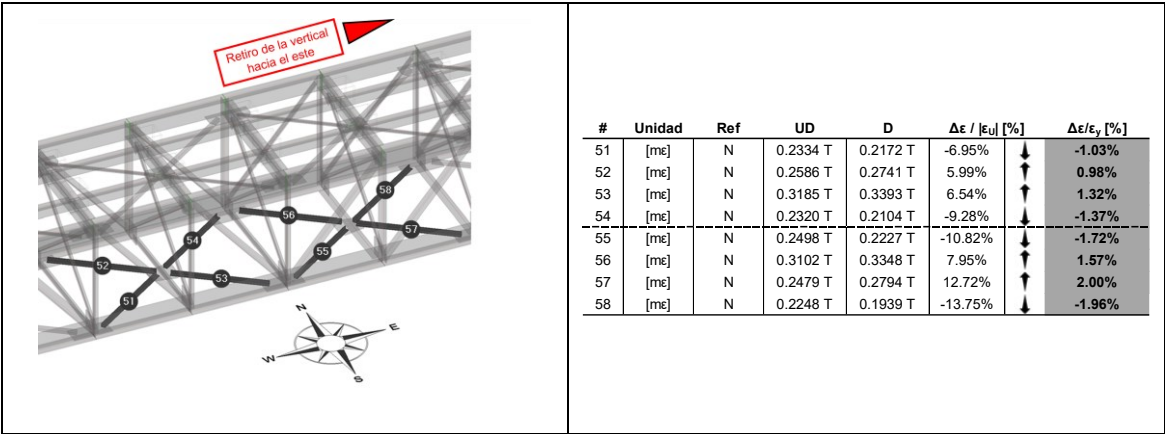


Fig. 4.24 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo de un montante.

La pérdida del montante compromete la rigidez vertical de la celosía involucrada, modificando el camino de transferencia de cargas verticales. La torsión inducida por el fallo provoca que los montantes adyacentes al fallo asuman una mayor proporción de la carga mientras que aquellos que se encuentran diagonalmente opuestas a la zona afectada se descarguen (Fig. 4.25). A nivel local, los montantes adyacentes al fallo desarrollan momentos flectores en proximidad de las conexiones, caracterizados por incrementos relativos superiores al 1%, lo que indica la activación del ALP asociado al mecanismo de resistencia de distorsión flexional en el plano.

La respuesta de las diagonales ante la pérdida del montante del costado noreste integra tres mecanismos distintos. A nivel local, Las diagonales inmediatamente adyacentes al fallo se descargan (Fig. 4.26)., dando paso a la activación del mecanismo de resistencia de distorsión flexional en el plano. Después de la zona de distorsión, las diagonales más cercanas, tanto adyacentes como opuestas, presentan procesos de carga caracterizados por relaciones $\left(\Delta\epsilon/\epsilon_y\right)$ superiores al 1%, confirmando una redistribución de cargas de relativa importancia. Finalmente, en la zona diagonalmente opuesta al fallo, las diagonales se descargan confirmando la activación del mecanismo resistente a la torsión.

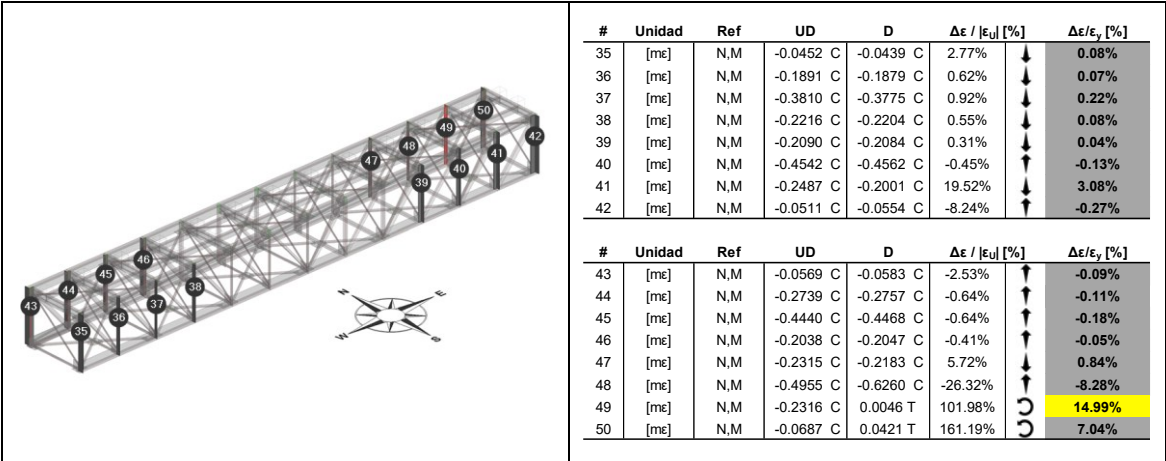


Fig. 4.25 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo de un montante.

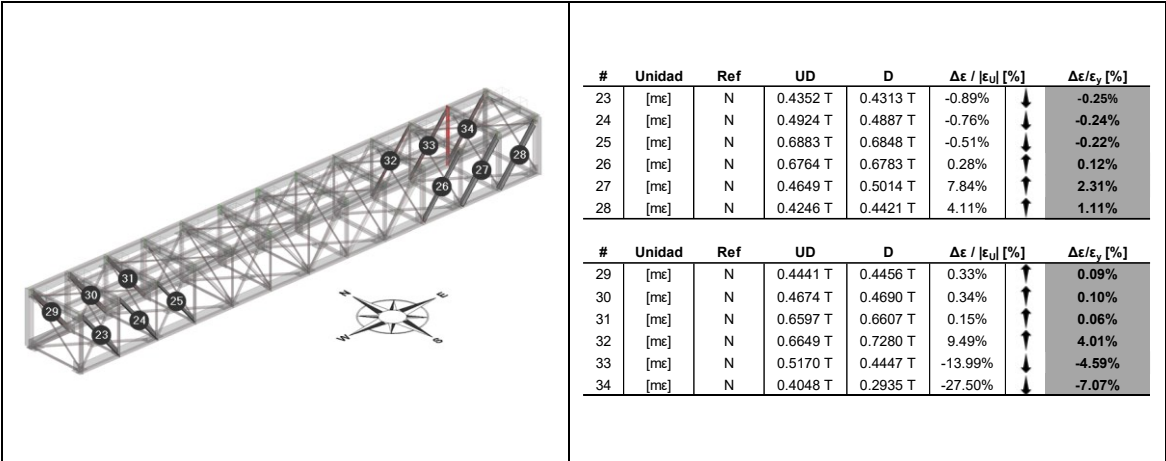


Fig. 4.26 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo de un montante.

Las deformaciones unitarias en las proximidades de las conexiones de los cordones cercanos a la diagonal eliminada permiten, nuevamente, corroborar la activación del mecanismo de resistencia de distorsión flexional en el plano. Relaciones $\left(\Delta\epsilon/\epsilon_y\right)$ de hasta el 41.97 % (Fig. 4.27) en las alas y almas de los perfiles confirman la activación del ALP asociado a la resistencia a flexión del cordón, que constituye el mecanismo de resistencia más crítico para este escenario de fallo.

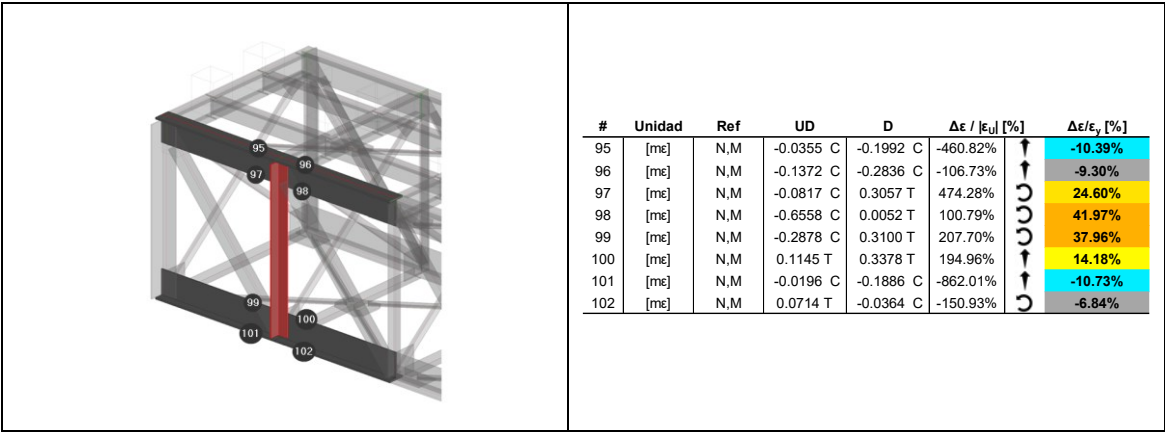


Fig. 4.27 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) en vecindades del montante eliminado.

Al igual que en el escenario de fallo de la pérdida de la diagonal, la respuesta de los cordones y los arriostramientos verticales monitorizados no son significativas (Fig. 4.28 y Fig. 4.29). Sin embargo, son útiles para identificar patrones que confirman la activación de los mecanismos de resistencia a torsión y de distorsión transversal. De nuevo es necesario indicar que este comportamiento está condicionado por la distancia de estos elementos a la zona afectada, de modo que sus pares situados en las proximidades del fallo presentan incrementos de mayor magnitud.

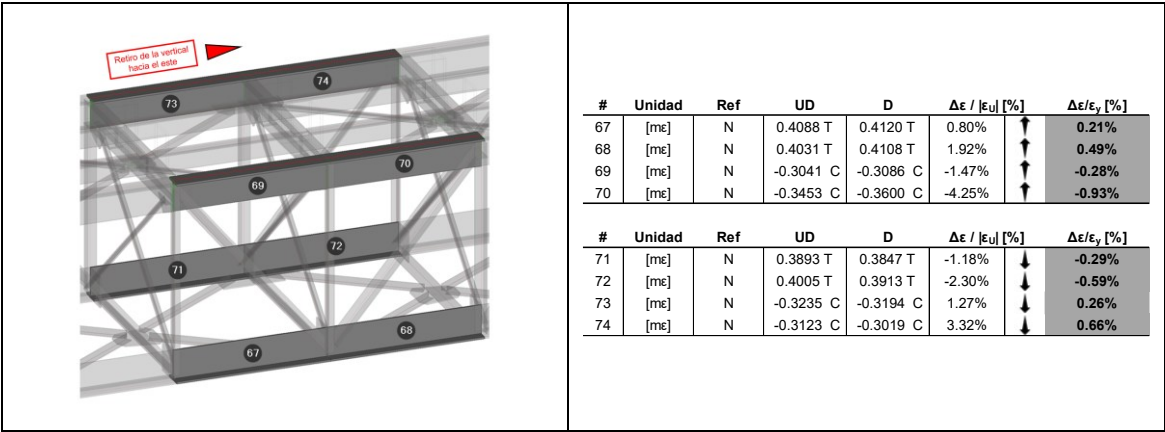


Fig. 4.28 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo de un montante.

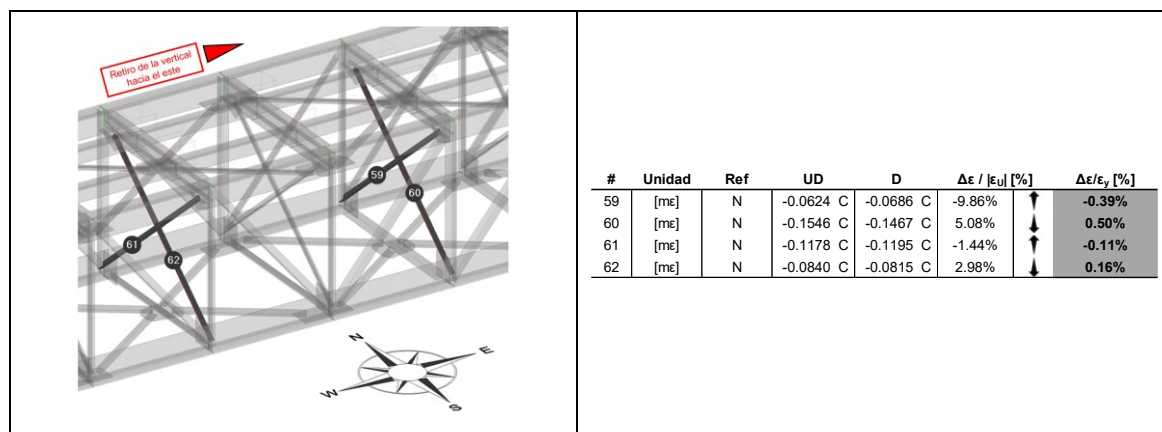


Fig. 4.29 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento vertical tras el fallo de un montante.

En una celosía tipo Pratt, los montantes y las diagonales constituyen elementos fundamentales en la transferencia de las fuerzas cortantes. Ante el fallo de un montante, la rigidez de la celosía afectada se ve comprometida, lo que conduce a incrementos de desplazamientos y distorsiones en la zona afectada. Como resultado, se activan distintos ALPs para redistribuir las cargas. La estructura experimenta torsiones que dan lugar a redistribuciones de carga asimétricas, caracterizadas por procesos de descarga en los elementos situados en la zona diagonalmente opuesta y por incrementos de carga en proximidades al fallo. Asimismo, la pérdida del montante induce transferencias de carga entre cerchas y hacia los montantes y diagonales más cercanos. Finalmente, la eliminación del montante da lugar a una reconfiguración geométrica local de la celosía afectada, en donde se forma un pórtico compuesto por diagonales y cordones. En esta zona se activa un ALP de carácter local, asociado a la aparición de momentos flectores en los cordones y diagonales que corresponde a la activación de un mecanismo resistente de distorsión flexional en el plano.

4.2.4 DS4 y DS5: Pérdida parcial y total del sistema de arriostramiento horizontal a la altura de uno de los paneles centrales

En este escenario de fallo, cualquier mención a la pérdida o eliminación parcial y/o total del sistema de arriostramiento se refiere exclusivamente al fallo de los elementos de arriostramiento horizontal situados entre los montantes que delimitan uno de los paneles centrales de la celosía; no al sistema de arriostramiento completo.

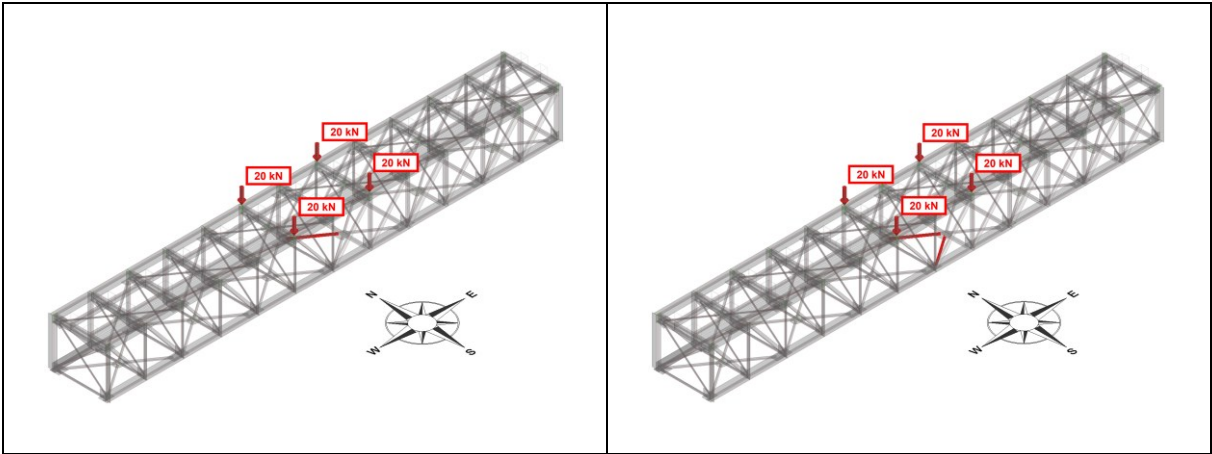


Fig. 4.30 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.

Los desplazamientos y distorsiones resultado de fallos en el sistema de arriostramiento horizontal son sensiblemente menos significativos que los observados ante la pérdida de cordones, diagonales y cordones. Sin embargo, incrementos relativos de hasta el 2.01 % (Fig. 4.31) en los desplazamientos y distorsiones ante la pérdida parcial y total del sistema de arriostramiento horizontal permiten identificar la pérdida de rigidez flexional y torsional del puente.

Respecto a las deformaciones unitarias, la respuesta del sistema de arriostramiento horizontal no presenta incrementos relativos a la deformación de plastificación que permitan identificar la activación de ALPs. La única conclusión observable es la pérdida de carga en los arriostramientos horizontales en el panel donde se produjo el fallo (Fig. 4.32).

A 3D wireframe model of a truss bridge structure. The bridge is oriented horizontally. 14 numbered points are marked on the structure: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, and 14. A red line connects points 11 and 12. A compass rose is located below the bridge model, indicating the orientation of the structure.

#	Unidad	Ref	UD	D	$\Delta d / d_u $ [%]
1	[mm]	d	2.56	2.60	1.57%
2	[mm]	d	5.82	5.89	1.24%
3	[mm]	d	8.22	8.31	1.06%
4	[mm]	d	8.44	8.51	0.81%
5	[mm]	d	8.00	8.02	0.23%
6	[mm]	d	5.47	5.46	-0.22%
7	[mm]	d	2.22	2.22	0.06%

#	Unidad	Ref	UD	D	$\Delta d / d_u $ [%]
8	[mm]	d	1.71	1.71	0.30%
9	[mm]	d	4.89	4.86	-0.73%
10	[mm]	d	7.40	7.40	0.09%
11	[mm]	d	7.91	7.90	-0.20%
12	[mm]	d	7.59	7.71	1.59%
13	[mm]	d	5.07	5.15	1.69%
14	[mm]	d	1.81	1.85	2.01%

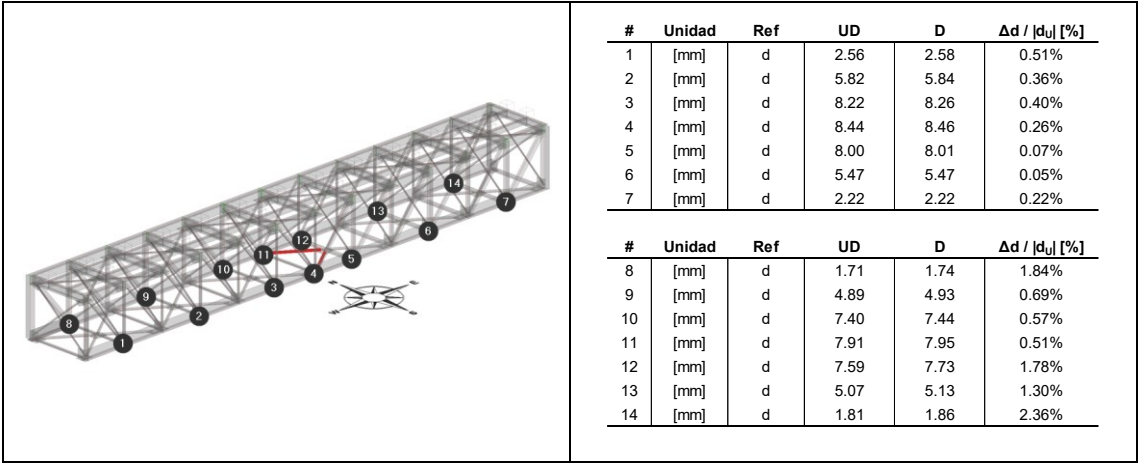


Fig. 4.31 Desplazamientos verticales tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.

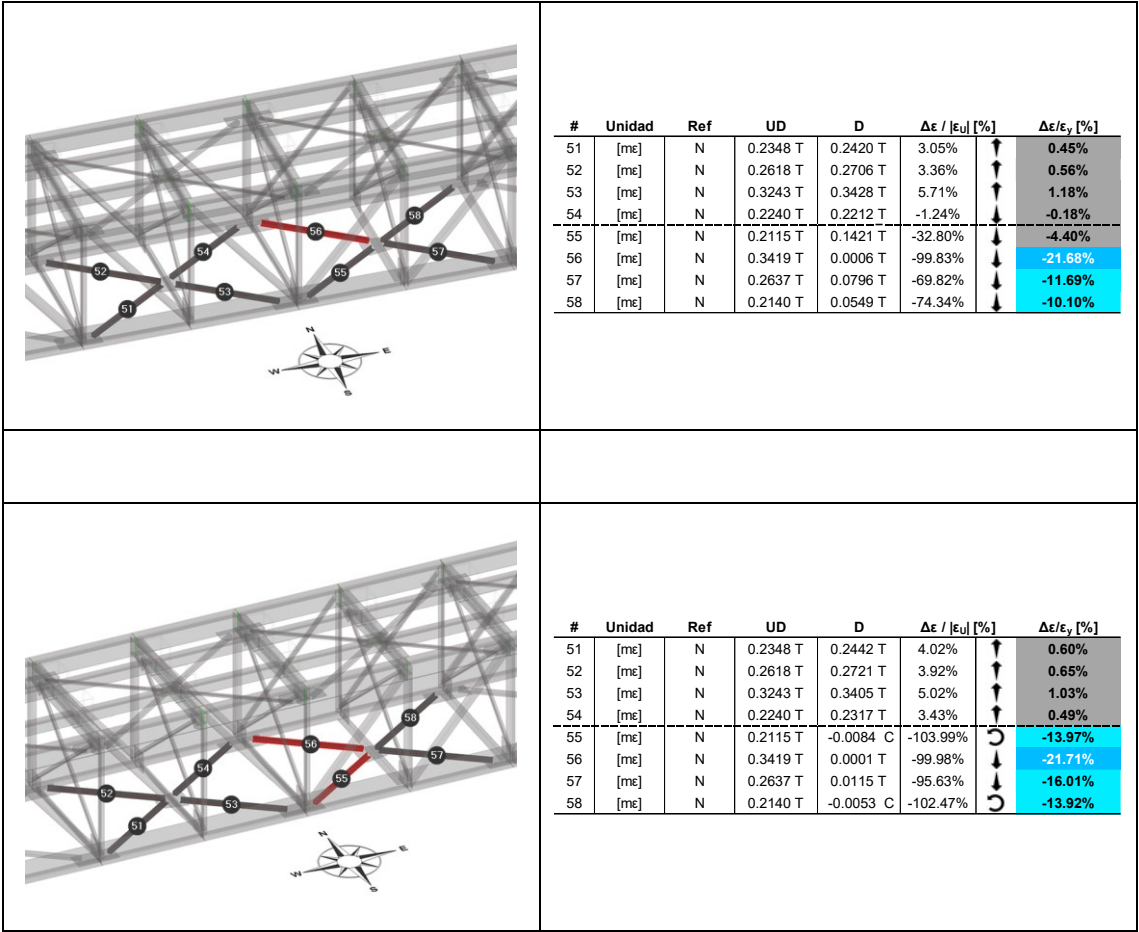


Fig. 4.32 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.

En la misma línea, la magnitud de las relaciones $(\Delta \epsilon / \epsilon_y)$ en montantes y diagonales no superan el 1% (Fig. 4.33 y Fig. 4.34), indicando que ni montantes ni diagonales juegan un

papel importante en la redistribución de cargas ante el fallo del sistema de arriostramiento horizontal.

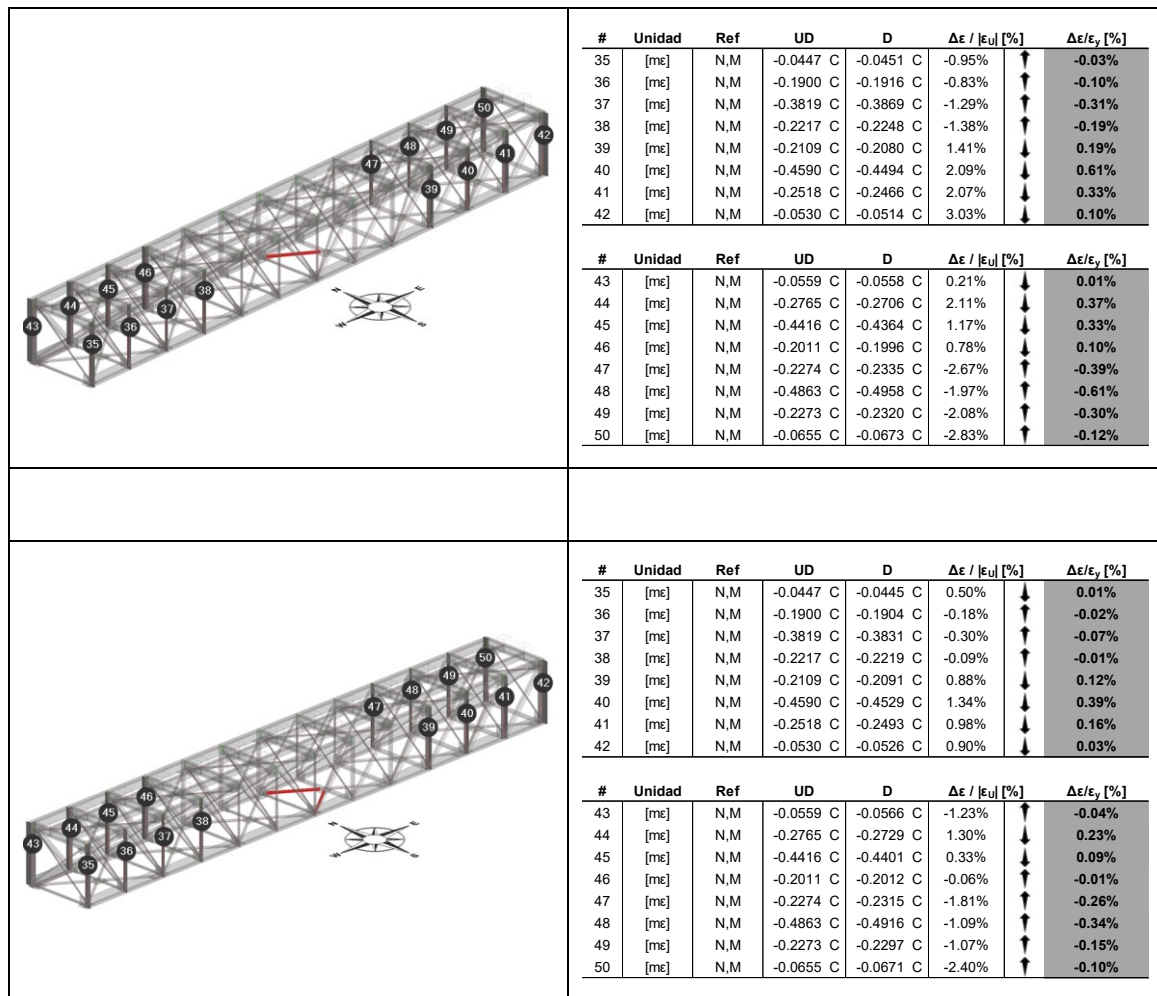
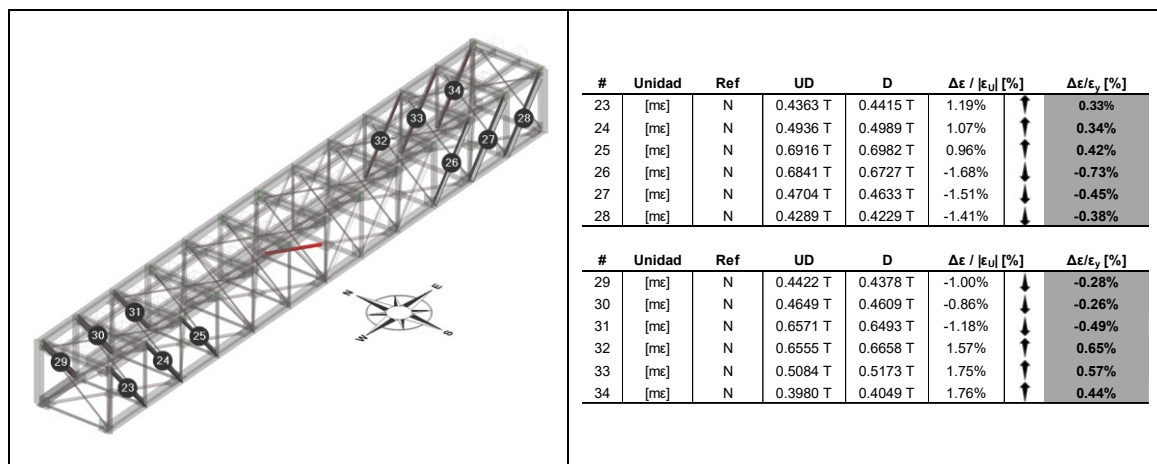


Fig. 4.33 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.



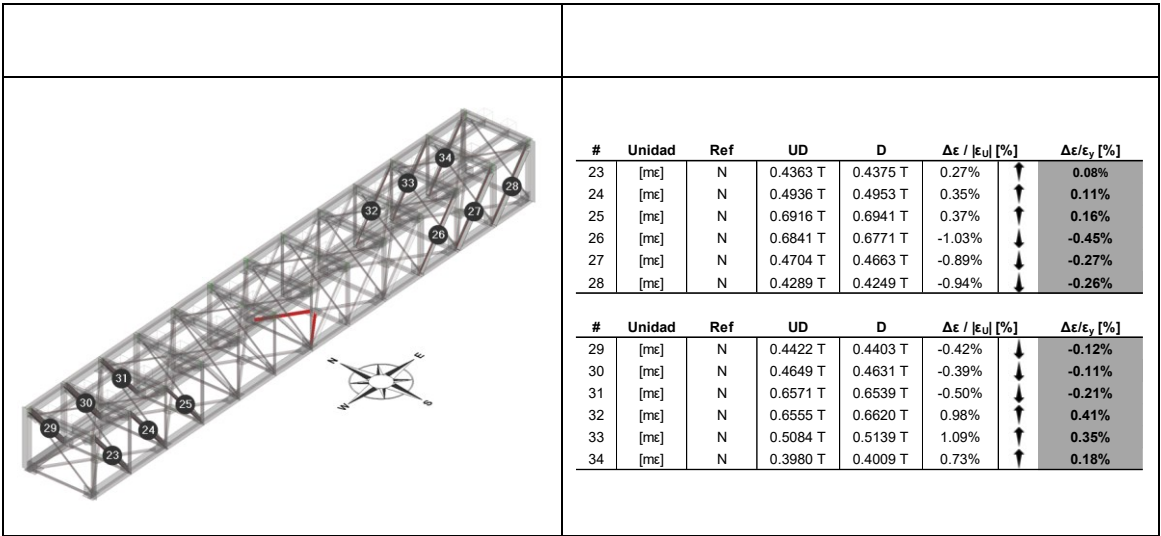
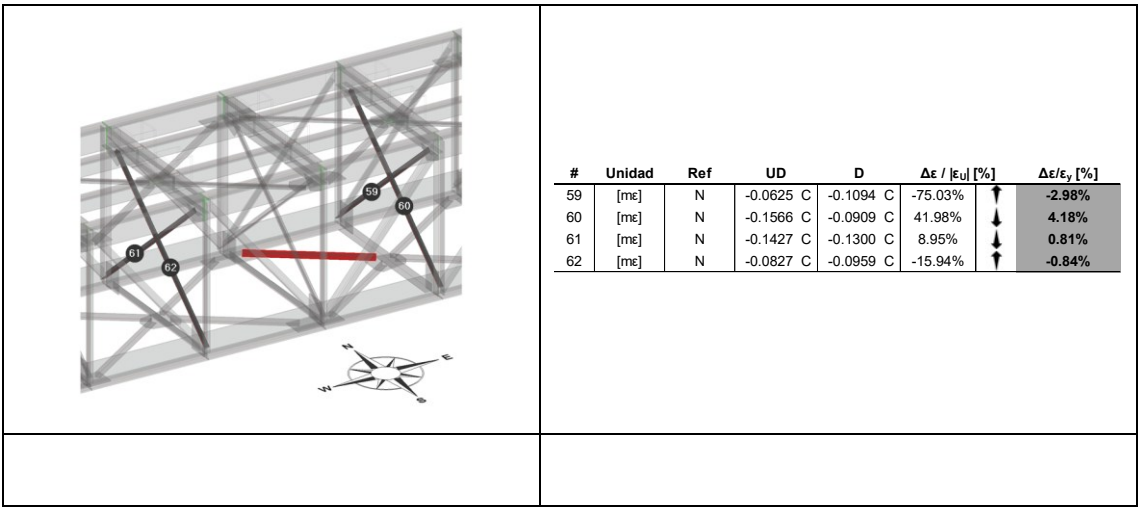


Fig. 4.34 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento horizontal.

En cuanto a la respuesta del sistema de arriostramiento vertical, su contribución solo resulta relevante cuando el fallo es parcial. Como se mencionó al analizar los desplazamientos, el fallo parcial y total del sistema de arriostramiento horizontal afecta a la rigidez torsional del puente. Cuando el fallo es parcial, los arriostramientos verticales contribuyen a controlar las distorsiones asociadas a un fallo asimétrico; pero cuando el fallo es total, el fallo es simétrico y los arriostramientos verticales dejan de desempeñar un papel significativo. Evidencia de ello puede observarse en los valores de incremento relativos a la deformación de plastificación, que oscilan entre $-2,98\%$ y $4,18\%$ (Fig. 4.35).



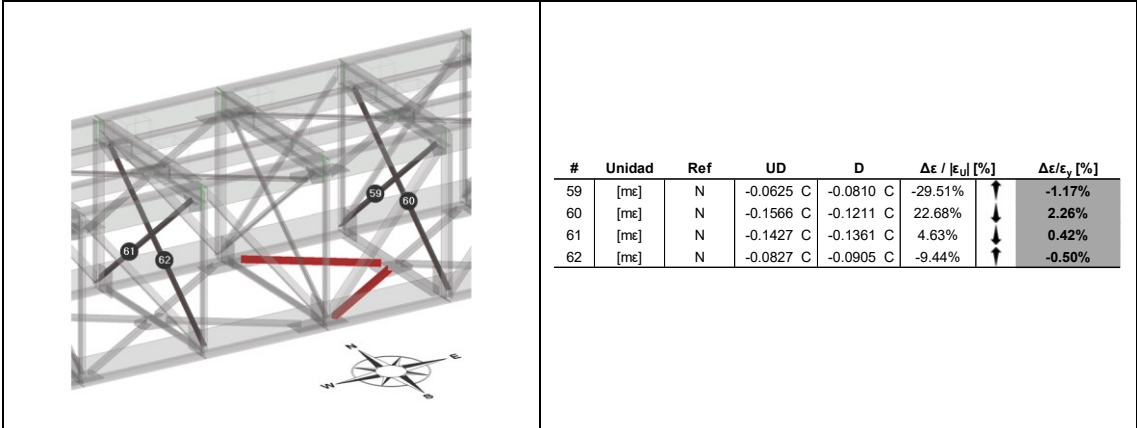
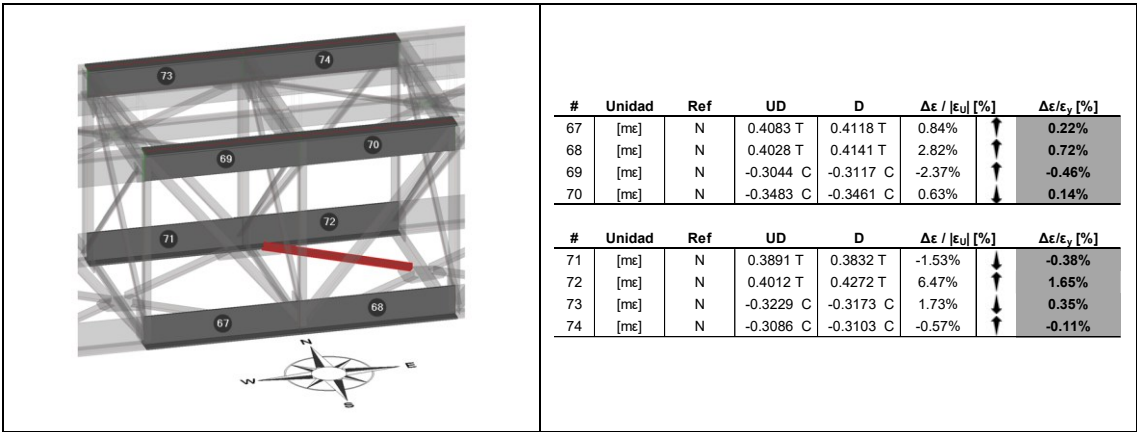


Fig. 4.35 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos sistema de arriostramiento horizontal

En la Fig. 4.36 se observa cómo la pérdida parcial del sistema de arriostramiento horizontal provoca una redistribución de carga asimétrica en los cordones centrales. Los cordones ubicados en la zona donde se produjo el fallo (noreste) presentan estados de deformación asociados a procesos de carga, mientras que los cordones adyacentes (noroeste) exhiben procesos de descarga. En contraste, los cordones más alejados de la zona afectada (suroeste y sureste) incrementan su carga. El mayor desarrollo de deformaciones se concentra en el cuadrante donde se retiró el arriostramiento, lo que evidencia la sensibilidad de este sistema en la redistribución de cargas y la activación del ALP en la zona local donde ocurre el fallo.

Por otro lado, la pérdida total del sistema de arriostramiento horizontal también da lugar a una redistribución de cargas asimétrica. No obstante, los resultados de la relación $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ indican que, en este caso, el ALP se activa principalmente a través de los cordones inferiores del lado este (Fig. 4.36), evidenciando una pérdida de rigidez torsional y vertical en la zona centro-este del puente.



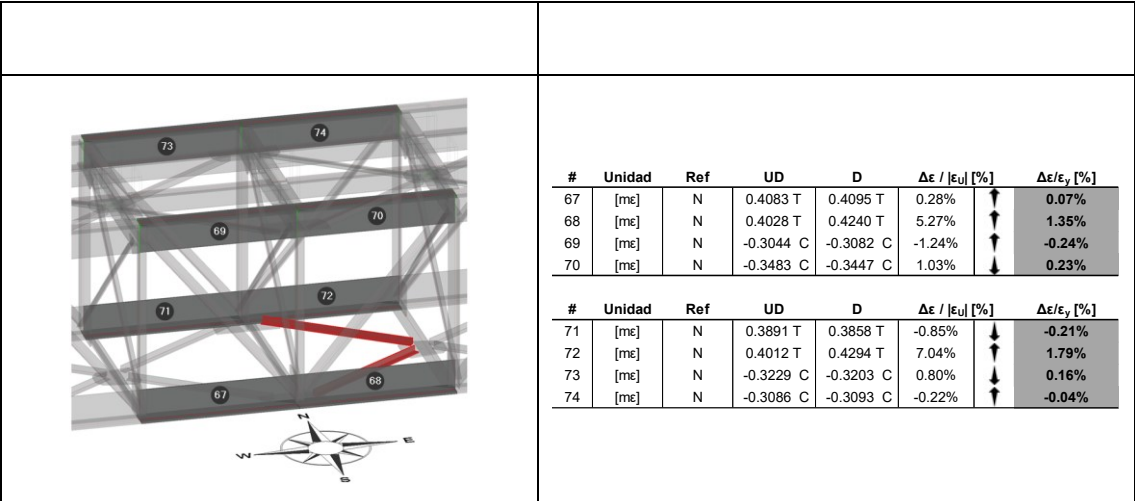
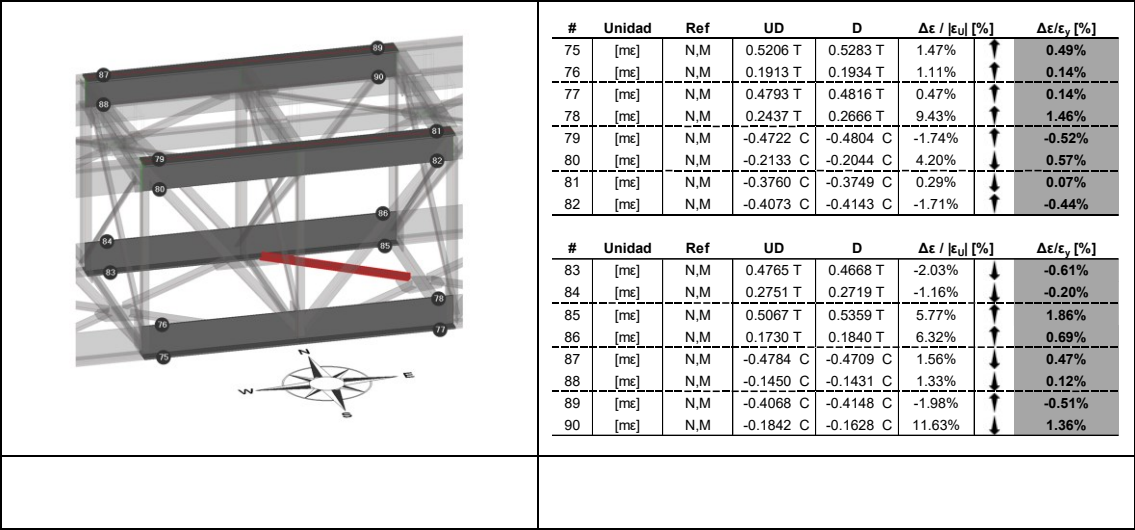


Fig. 4.36 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras la pérdida, parcial y total, del sistema de arriostramiento horizontal

El análisis de las deformaciones en las proximidades de las conexiones permite identificar que, tanto en el escenario de fallo parcial como en el de fallo total, no se desarrollan momentos flectores (Fig. 4.37). En consecuencia, la redistribución de cargas y la activación del ALP se producen fundamentalmente mediante el desarrollo de fuerzas de tracción y compresión en los cordones.



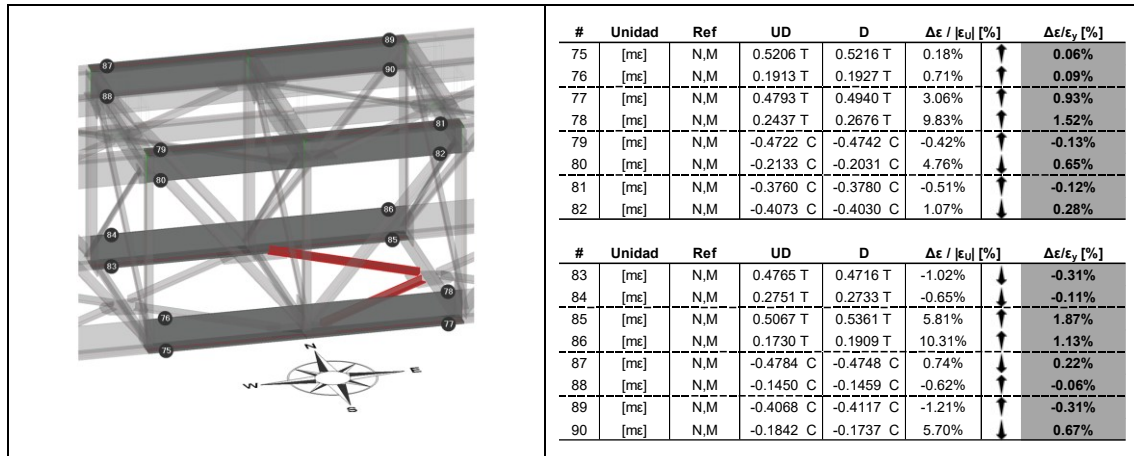


Fig. 4.37 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) tras la pérdida, parcial y total, del sistema de arriostramiento horizontal

En síntesis, en una celosía tipo Pratt, el sistema de arriostramiento horizontal constituye uno de los elementos principales en el aporte de rigidez torsional y lateral del puente bajo la acción de cargas verticales, su contribución, que de por sí es secundaria, se limita principalmente a aportar área a nivel del cordón inferior, proporcionando rigidez vertical al sistema y permitiendo que los cordones asuman menores niveles de carga.

Ante una pérdida parcial, se genera una asimetría en la configuración geométrica del puente; su rigidez torsional y vertical se debilitan y la redistribución de cargas pasa por la activación del mecanismo de resistencia a torsión. El ALP se caracteriza por el incremento en las fuerzas axiales de los cordones y arriostramientos. Por otro lado, ante una pérdida total, el fallo es simétrico y la rigidez vertical es la que se ve más comprometida. En este caso, la redistribución de cargas se produce a través de los cordones del lado afectado (este), los cuales experimentan incrementos en la carga axial, como consecuencia de la pérdida de área resistente en la parte inferior del puente.

Este comportamiento se encuentra prácticamente restringido a las proximidades del fallo, y los reducidos incrementos observados en las relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ muestran la limitada importancia del sistema de arriostramiento horizontal en la respuesta global del puente. No obstante, es importante señalar que otras configuraciones de carga, como aquellas que exciten la estructura de forma lateral, podrían conducir a resultados distintos en cuanto a la relevancia de este sistema.

4.2.5 DS6 y DS7: Pérdida, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical

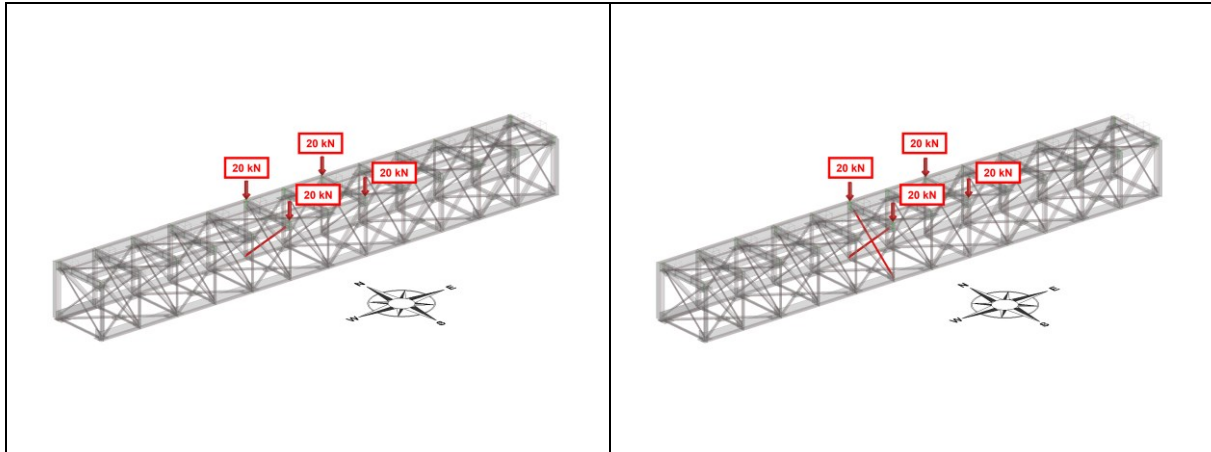


Fig. 4.38 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.

En este escenario de fallo, cualquier mención a la pérdida o eliminación parcial y/o total del sistema de arriostramiento se refiere exclusivamente al fallo de los elementos de los arriostramientos verticales situados en el plano del montante adyacente al vano central del lado oeste.

A partir de lo observado en la Fig. 4.39 y la Fig. 4.40, puede afirmarse que tanto la pérdida parcial como la pérdida total del sistema de arriostramiento vertical no afectan de manera significativa la rigidez vertical del puente ni inducen desplazamientos verticales relevantes. Asimismo, ninguno de estos escenarios de fallo tiene un efecto apreciable sobre las distorsiones globales del puente.¹⁵

¹⁵ Los resultados registrados en el captador de desplazamiento n.º 3 presentan un incremento del 18,64 %. Este valor elevado no se asocia al desplazamiento vertical del puente, sino a un error de funcionamiento del sensor durante el ensayo.

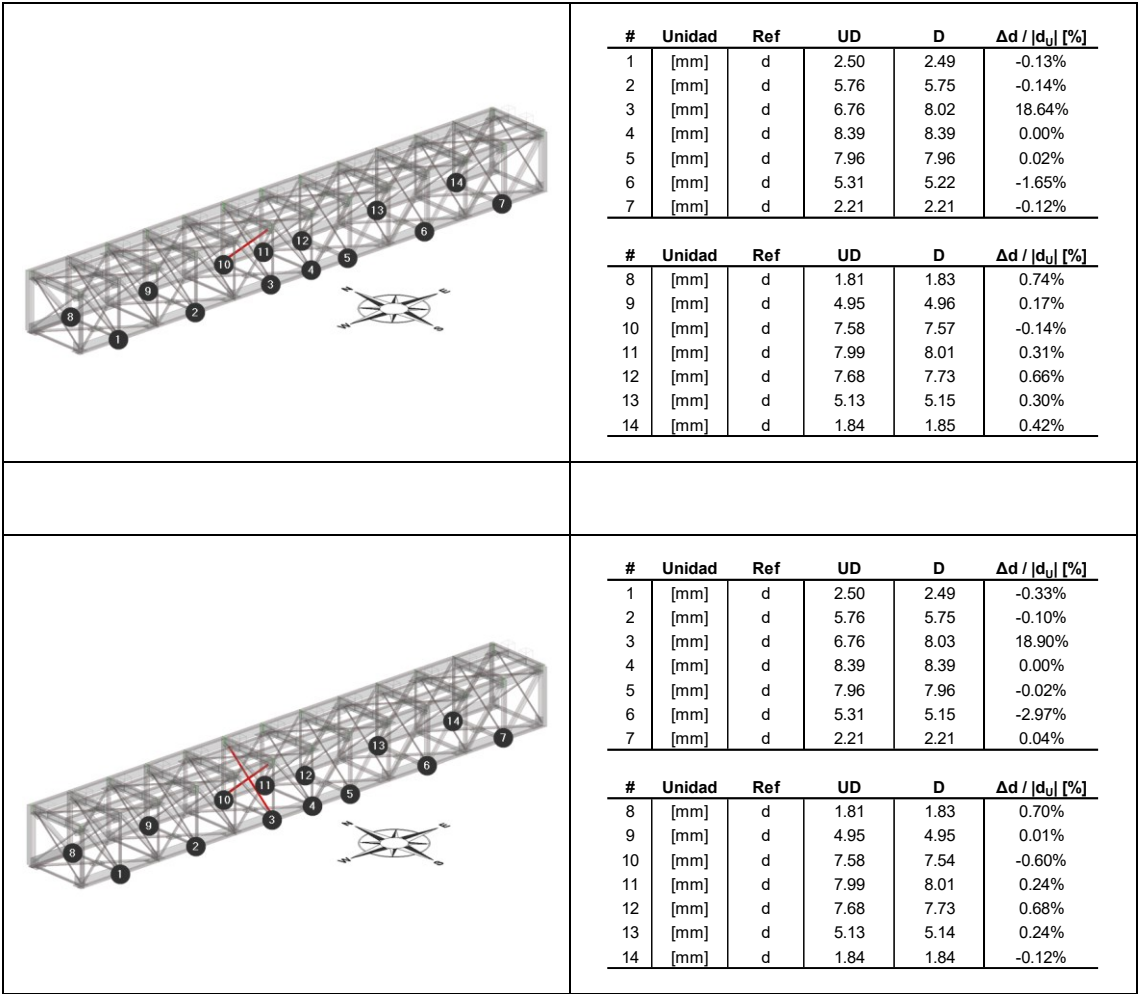
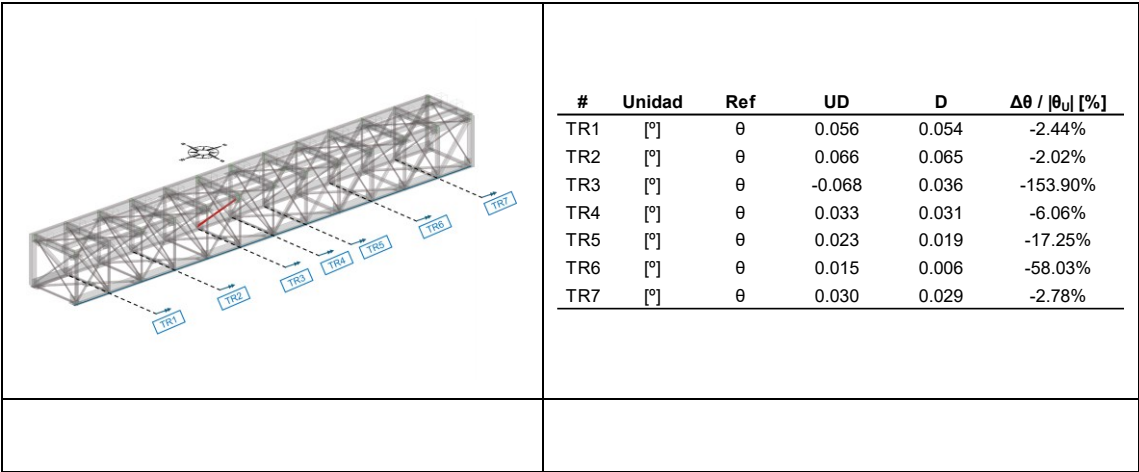


Fig. 4.39 Desplazamientos verticales tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.



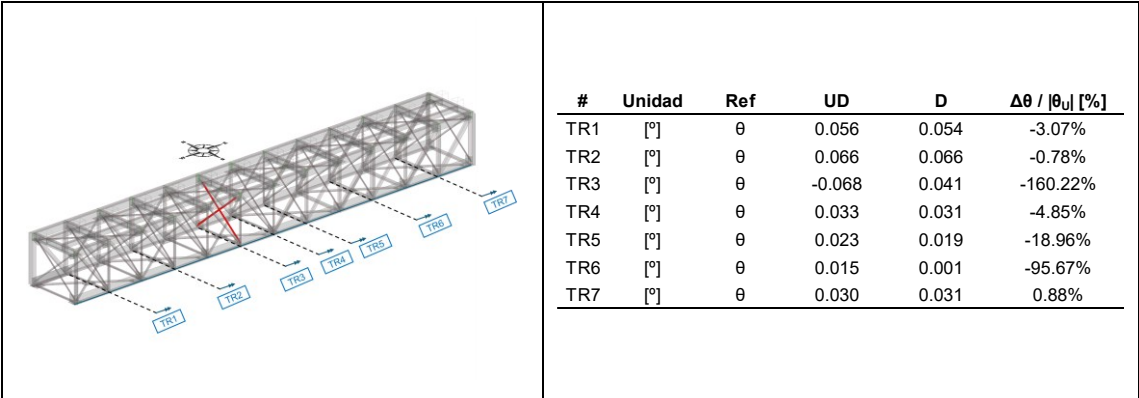
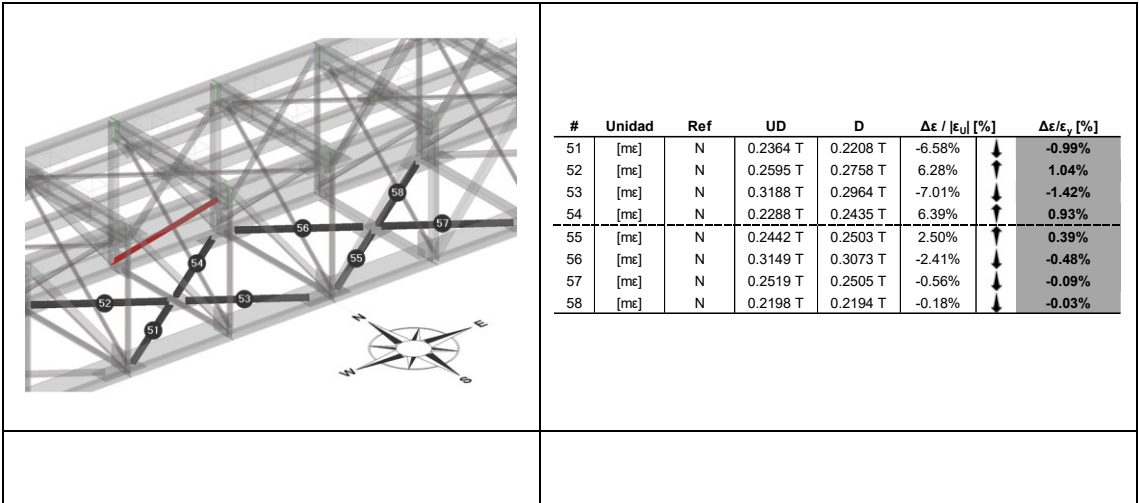


Fig. 4.40 Distorsiones a lo largo del puente tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.

En cuanto al efecto en el sistema de arriostramiento horizontal inferior, los resultados muestran que su contribución a la redistribución de cargas y a la activación de ALPs puede considerarse moderadamente importante. Este sistema participa principalmente mediante incrementos en su carga axial, asociados al control de las pequeñas torsiones inducidas por la pérdida del arriostramiento vertical. No obstante, las magnitudes observadas en $(\Delta\varepsilon/\varepsilon_y)$, que apenas superan el 1,40 % (Fig. 4.41), indican que, si bien su participación es reconocible, su influencia en los procesos de redistribución de cargas y activación de ALPs sigue siendo limitada.



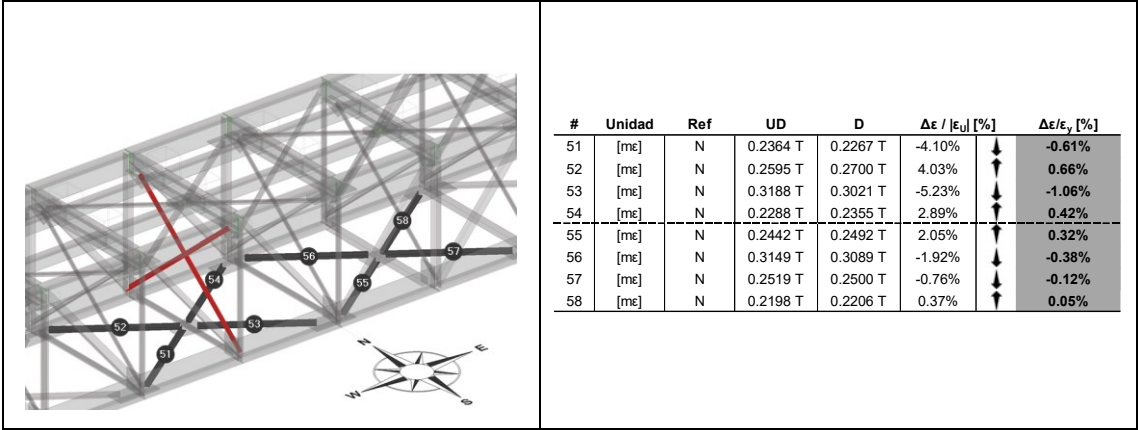
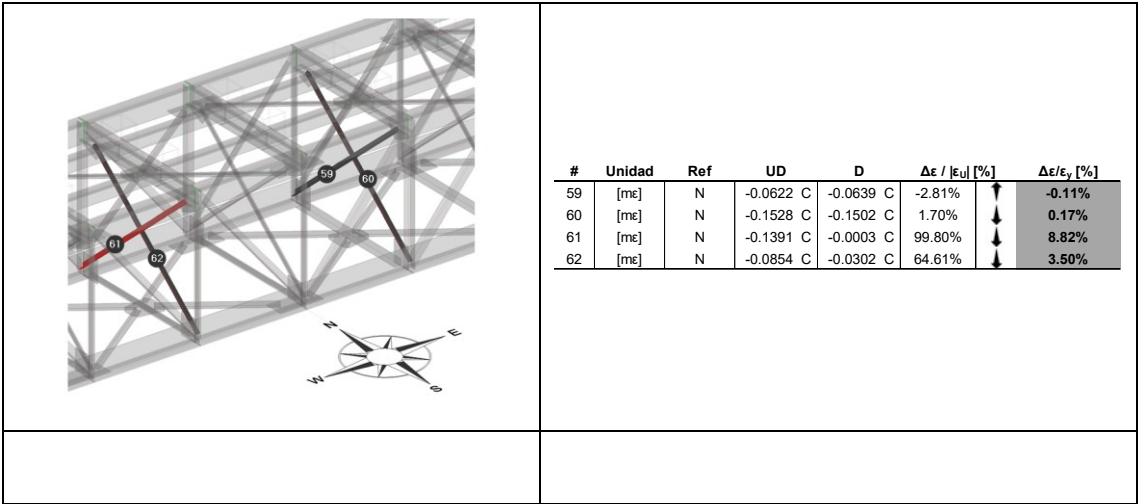


Fig. 4.41 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento horizontal tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.

Los arriostramientos verticales no presentan una influencia significativa en la redistribución de cargas ni en la activación de ALPs ante la pérdida parcial y/o total de uno de sus elementos adyacentes. Magnitudes en las relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$, inferiores al 0,17 % (Fig. 4.42), indican que este sistema no constituye un elemento crítico en la redistribución de cargas y que su respuesta no es indicativa de la activación de mecanismos alternativos de resistencia. Sin embargo, en el caso de una pérdida parcial, la respuesta interna dentro de un mismo sistema de arriostramiento vertical permite identificar la existencia del fallo y la redistribución de cargas asociada, llegando a valores de $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ del orden del 3,50 %.



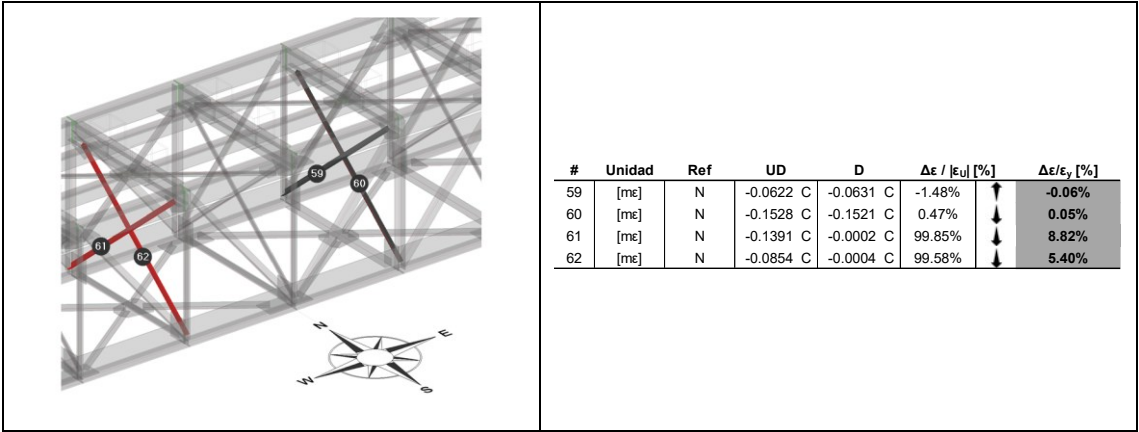
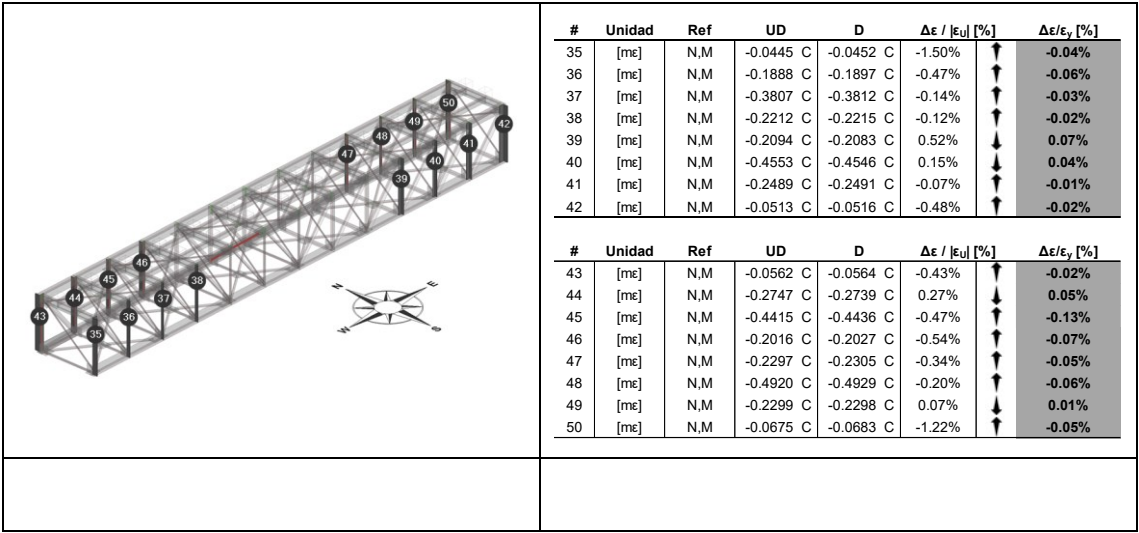


Fig. 4.42 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en el sistema de arriostramiento vertical tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.

Las reducidas magnitudes de $(\Delta \epsilon / \epsilon_y)$ obtenidas para los montantes, así como para las diagonales (Fig. 4.43 y Fig. 4.44), confirman la escasa contribución de estos elementos en la redistribución de cargas ante la pérdida parcial y total del arriostramiento vertical. Solo a nivel local, en las proximidades del fallo, se registran valores apreciables en estos elementos, aunque siempre dentro de rangos bajos, lo que limita su relevancia desde el punto de vista de la activación de ALPs.



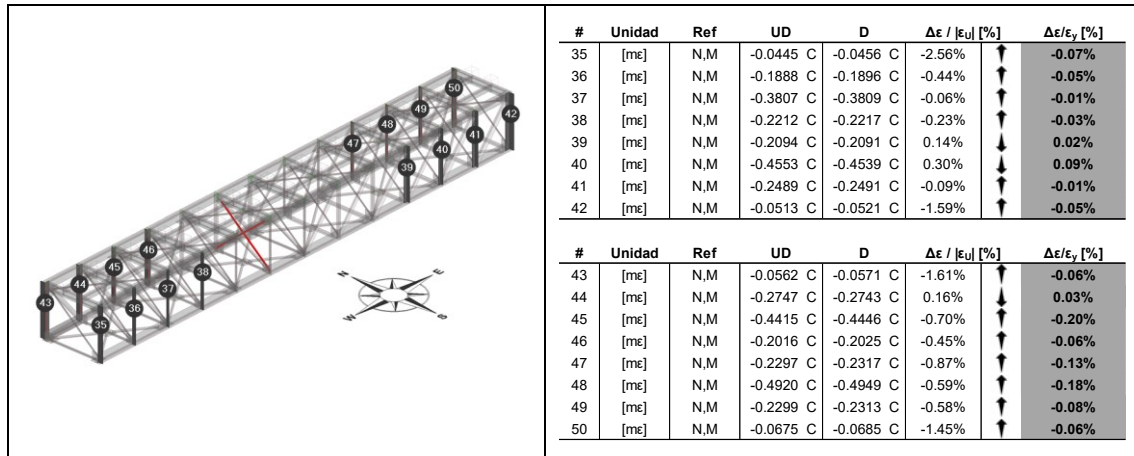


Fig. 4.43 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los montantes tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.

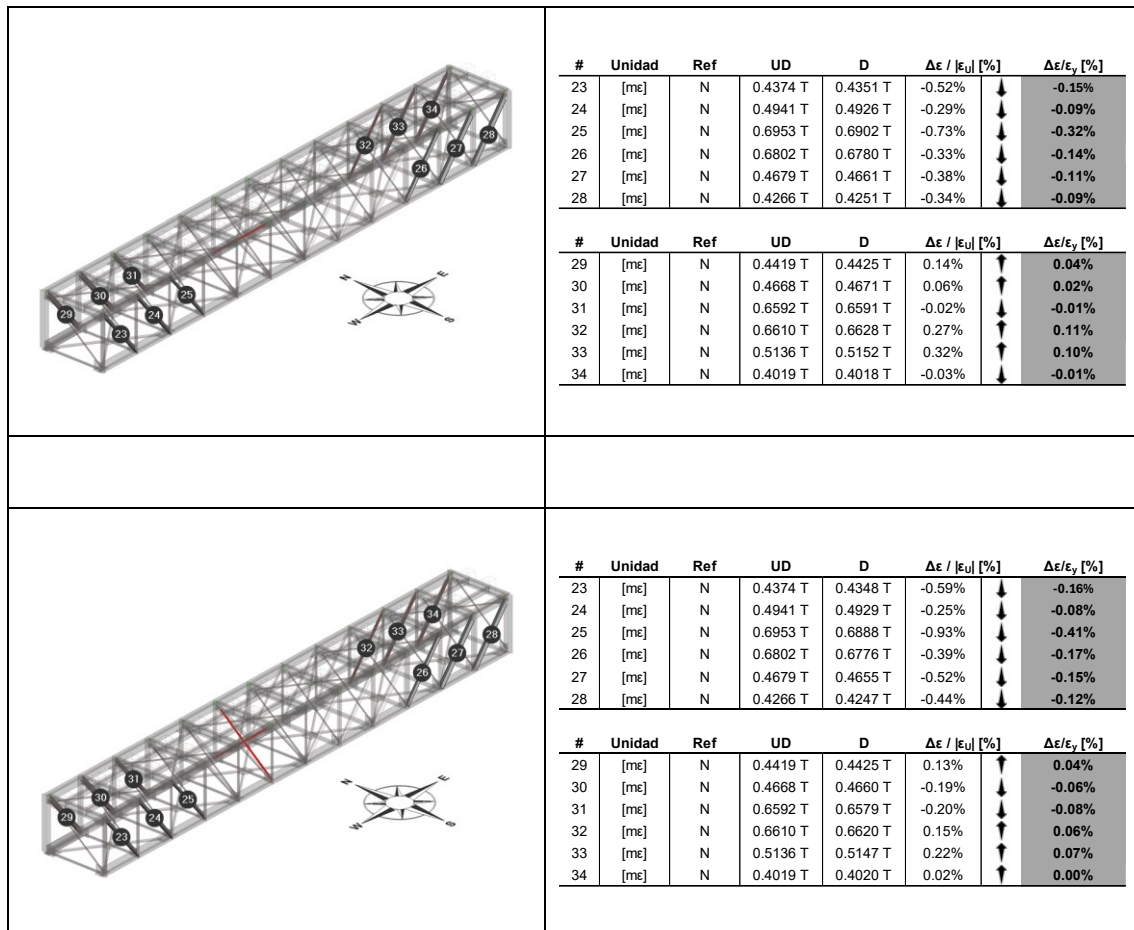


Fig. 4.44 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en las diagonales tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.

El comportamiento de los cordones centrales sigue un patrón alterno de carga y descarga similar al observado en los arriostramientos horizontales (Fig. 4.45), lo que puede asociarse a la activación del mecanismo resistente a torsión de la estructura. Sin embargo,

las magnitudes de $(\Delta \epsilon / \epsilon_y)$ asociadas a estos elementos son despreciables, por lo que, si bien aportan información sobre el mecanismo resistente activado, no pueden considerarse elementos relevantes en la redistribución de cargas ni en la activación de ALPs.

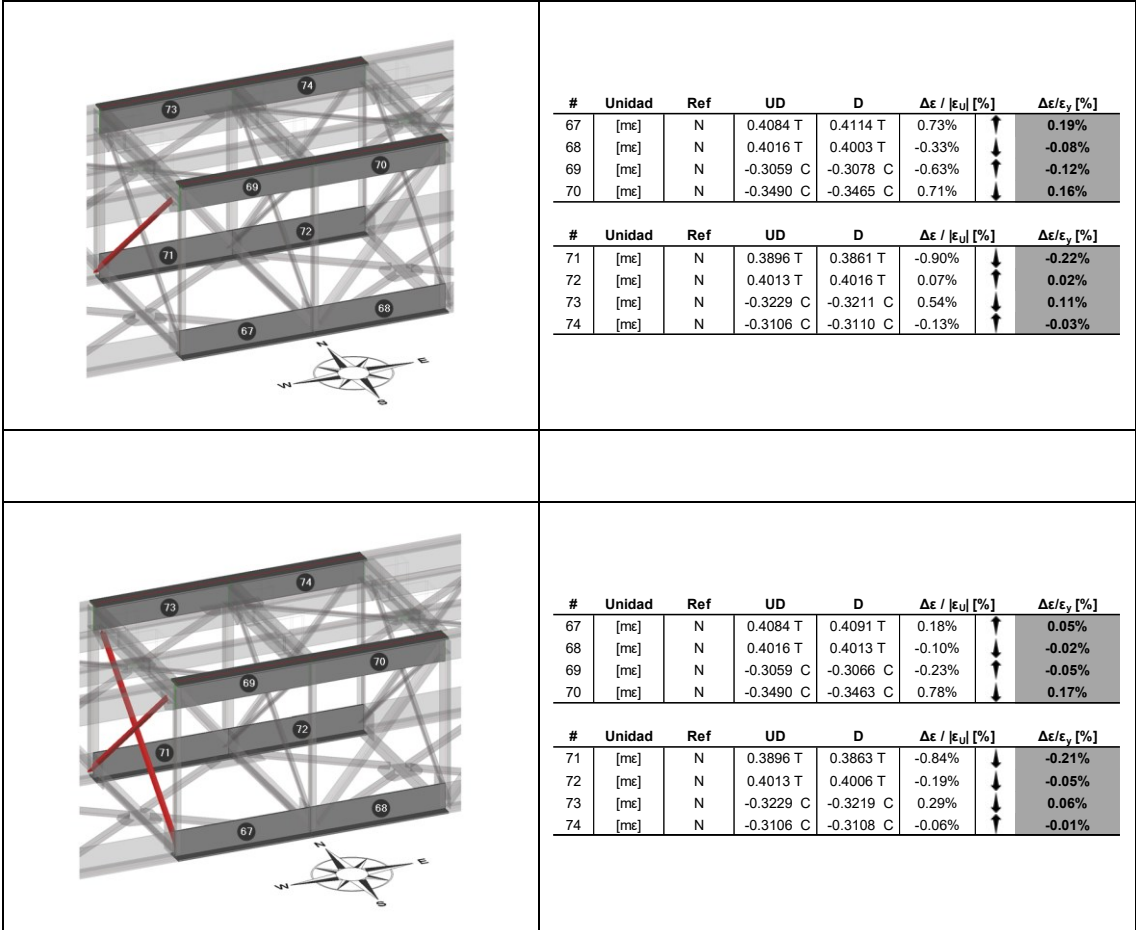


Fig. 4.45 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.

El análisis de las deformaciones en las proximidades de las conexiones (Fig. 4.46) permite identificar que, tanto en el escenario de fallo parcial como en el de fallo total, no se desarrollan momentos flectores. En consecuencia, la redistribución de cargas y la activación del ALP se producen fundamentalmente mediante el desarrollo de fuerzas de tracción y compresión en los cordones.¹⁶

¹⁶ La galga extensométrica n.º 88 registró una variación del -148,32 %, valor que no es representativo de la deformación unitaria del elemento y que se atribuye a un fallo de instrumentación durante el ensayo.

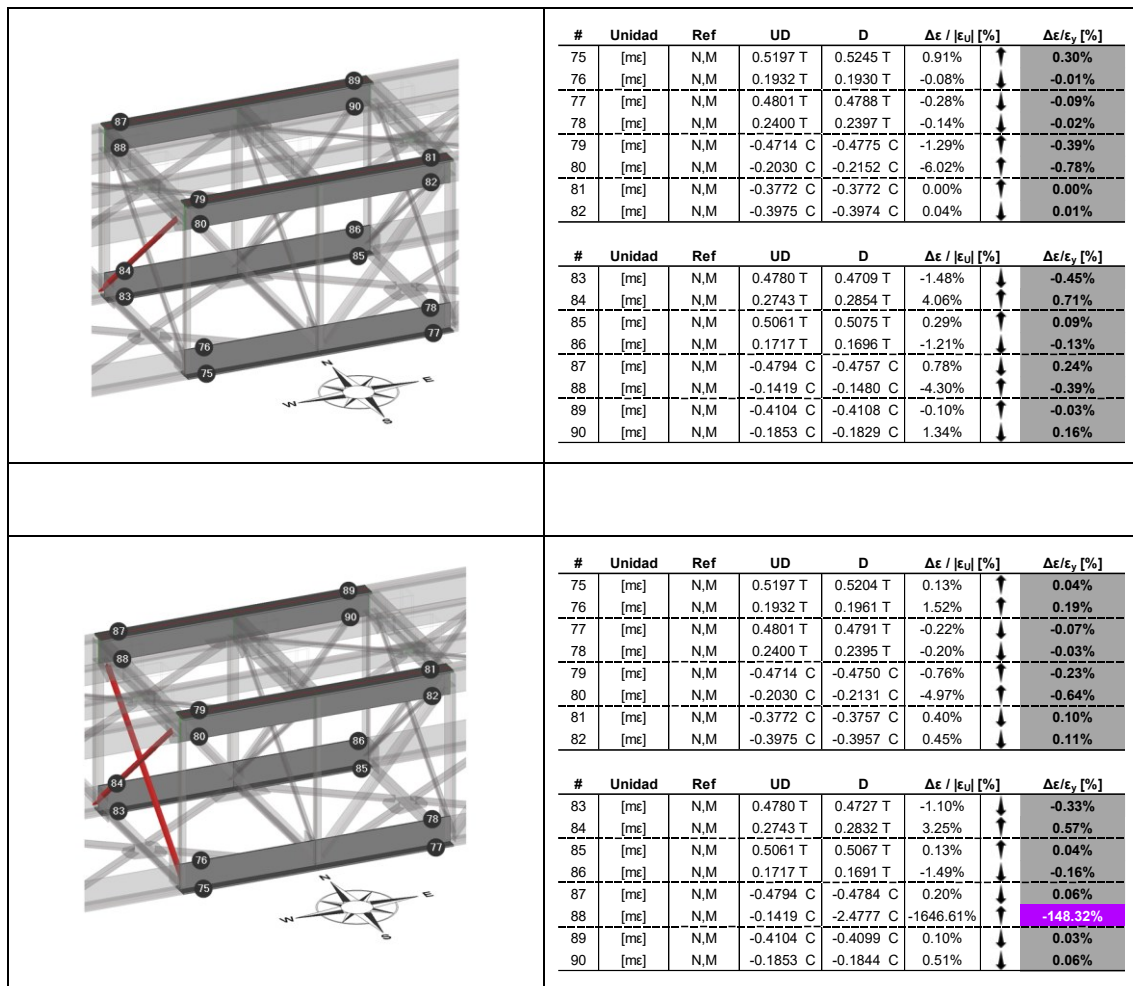


Fig. 4.46 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) tras el fallo, parcial y total, de un conjunto de elementos del sistema de arriostramiento vertical.

4.2.6 DS8 y DS9: Pérdida parcial y total de la viga transversal superior

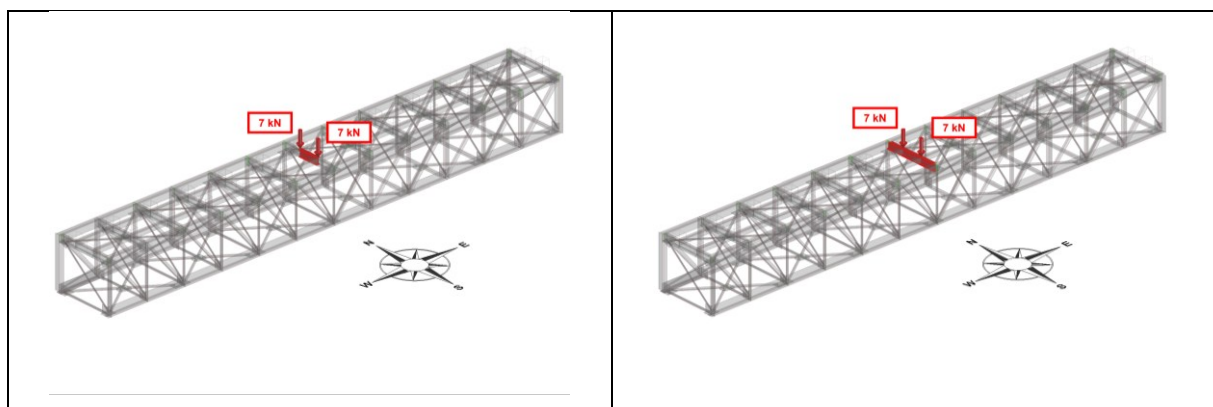


Fig. 4.47 Configuración de cargas y definición del elemento eliminado en el escenario de fallo, parcial y total, de la viga transversal superior central

La pérdida parcial y total de la viga transversal superior constituye un caso particular dentro de los escenarios de fallo analizados. En este caso, el carácter local del daño conduce a una respuesta estructural en la que las diferencias observadas en desplazamientos, distorsiones y deformaciones unitarias en los arriostramientos horizontales, los arriostramientos verticales, los montantes y las diagonales entre las condiciones con daño y sin daño son muy reducidas e indican que no se produce la activación de ALPs a través de estos elementos.

Al analizar las deformaciones unitarias asociadas a fuerzas axiales en los cordones centrales, se observa como la redistribución de cargas no pasa a través de incrementos en las cargas axiales de los cordones. Las magnitudes de las ratios $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$, inferiores al 1,00 %, reflejan la baja importancia de la resistencia a fuerzas axiales de los cordones (Fig. 4.48).

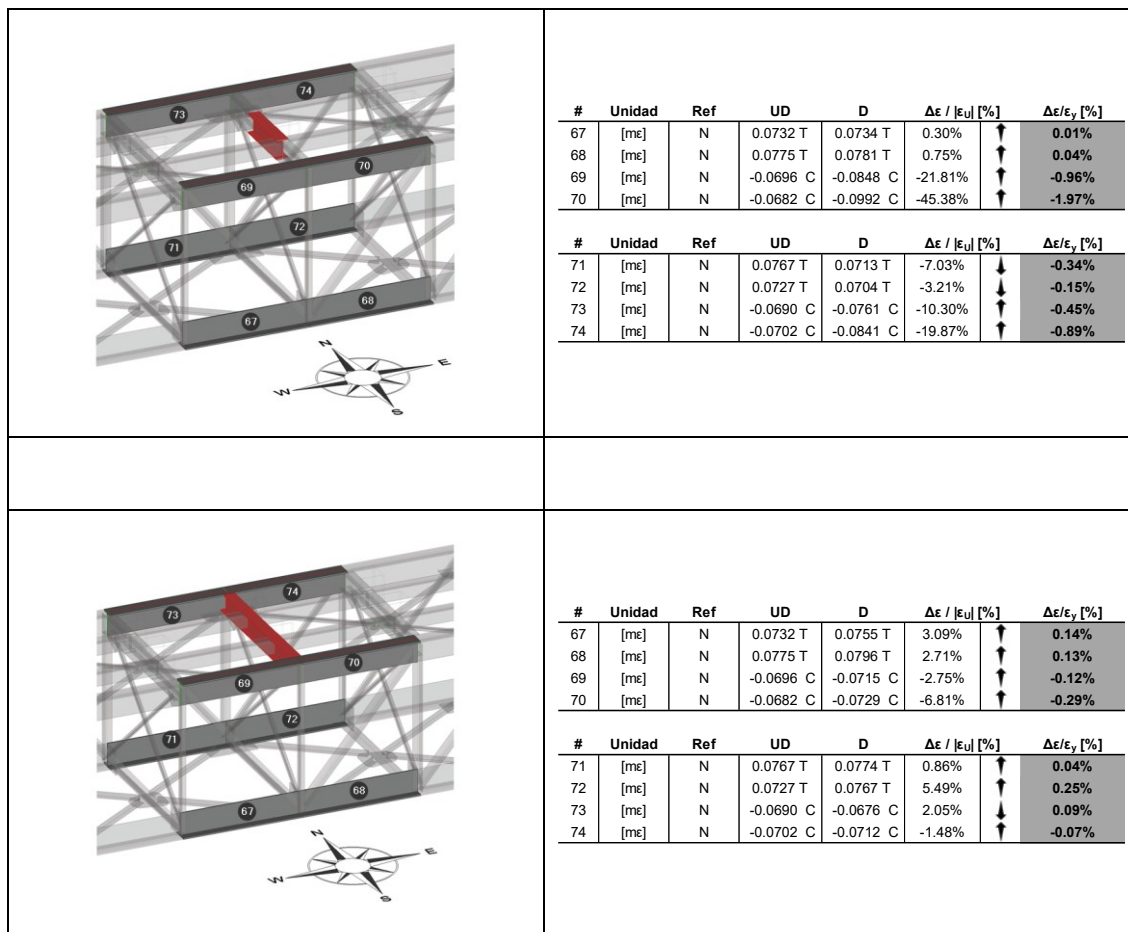


Fig. 4.48 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a fuerzas axiales) tras el fallo, parcial y total, de la viga transversal superior.

Sin embargo, si bien la redistribución de cargas y la activación de ALPs no se producen a través incrementos en las fuerzas axiales, sí resultan claramente identificables a partir de la aparición de momentos flectores en los cordones. En este caso, las ratios $(\Delta\varepsilon/\varepsilon_y)$ superiores al 5,00 % (Fig. 4.49) indican que la flexión constituye un mecanismo relevante en la redistribución de cargas. Ante la pérdida parcial de la viga transversal, las cargas verticales continúan transfiriéndose hacia la parte central de la celosía, dando lugar a la aparición de momentos flectores negativos en los cordones en dicha zona. En cambio, ante la pérdida total de la viga transversal, la carga se redistribuye a través de los largueros hacia las vigas transversales adyacentes mediante mecanismos de flexión. Esta flexión induce torsión en las vigas transversales adyacentes y, en consecuencia, provoca la aparición de momentos flectores positivos en los extremos de los cordones superiores.

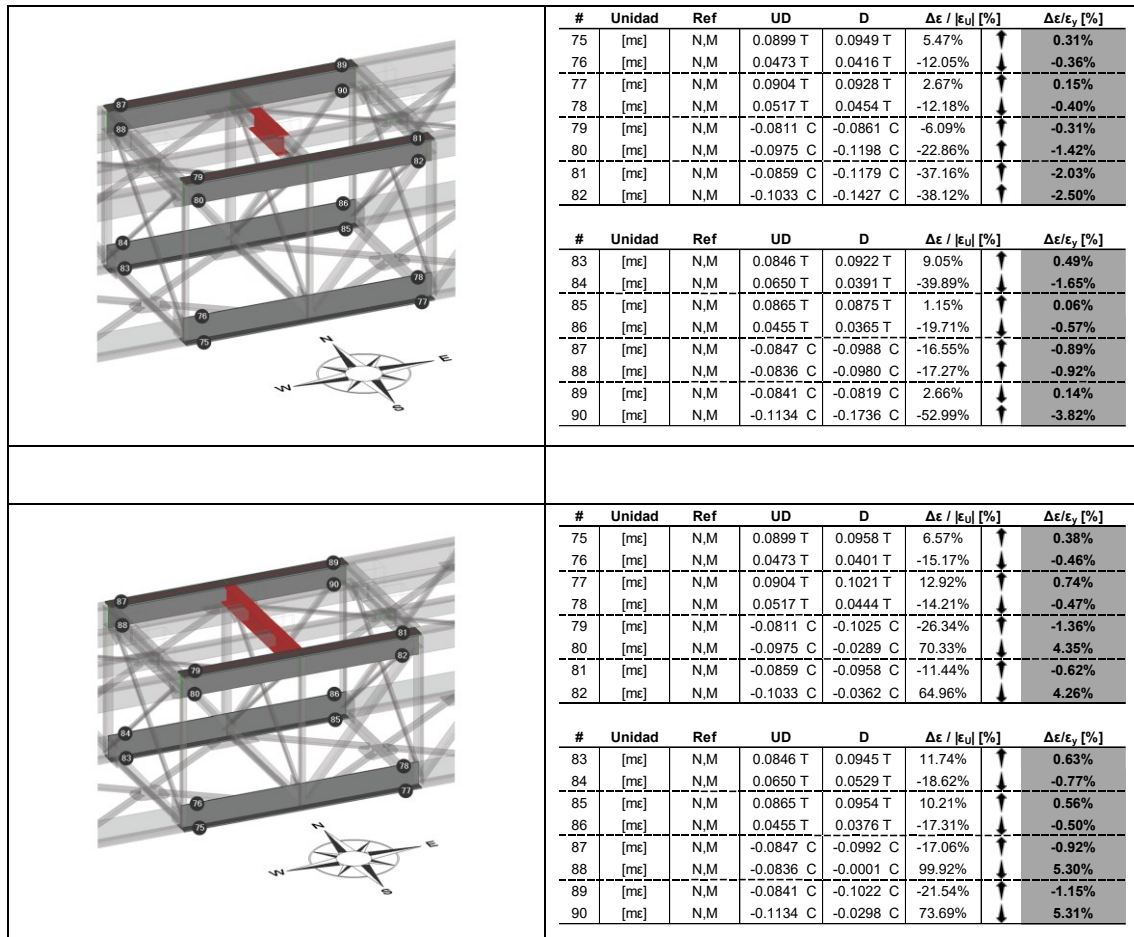


Fig. 4.49 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los cordones (asociados a momentos flectores) tras el fallo, parcial y total, del sistema de la viga transversal superior.

Las deformaciones unitarias en los largueros adyacentes a la viga transversal que falla presentan las relaciones $(\Delta\varepsilon/\varepsilon_y)$ más significativas de toda la campaña experimental,

llegando incluso a la plastificación (Fig. 4.50). La pérdida de la viga transversal afecta de forma considerable a los largueros adyacentes al fallo, hasta el punto de que la redistribución de cargas y la activación del ALP pasan a producirse primordialmente a través de estos elementos. La pérdida de la viga transversal central reconfigura el comportamiento del larguero, orientándolo hacia una respuesta análoga a la de una viga del doble de luz respecto a su configuración original. Este comportamiento se caracteriza por la aparición de momentos flectores negativos en sus extremos y momentos positivos en el punto de aplicación de la carga, coincidente con la zona donde se produce el fallo. Este mecanismo se inicia con la retirada parcial de la viga transversal y se consolida con su retirada total, dando lugar a grandes desplazamientos verticales.

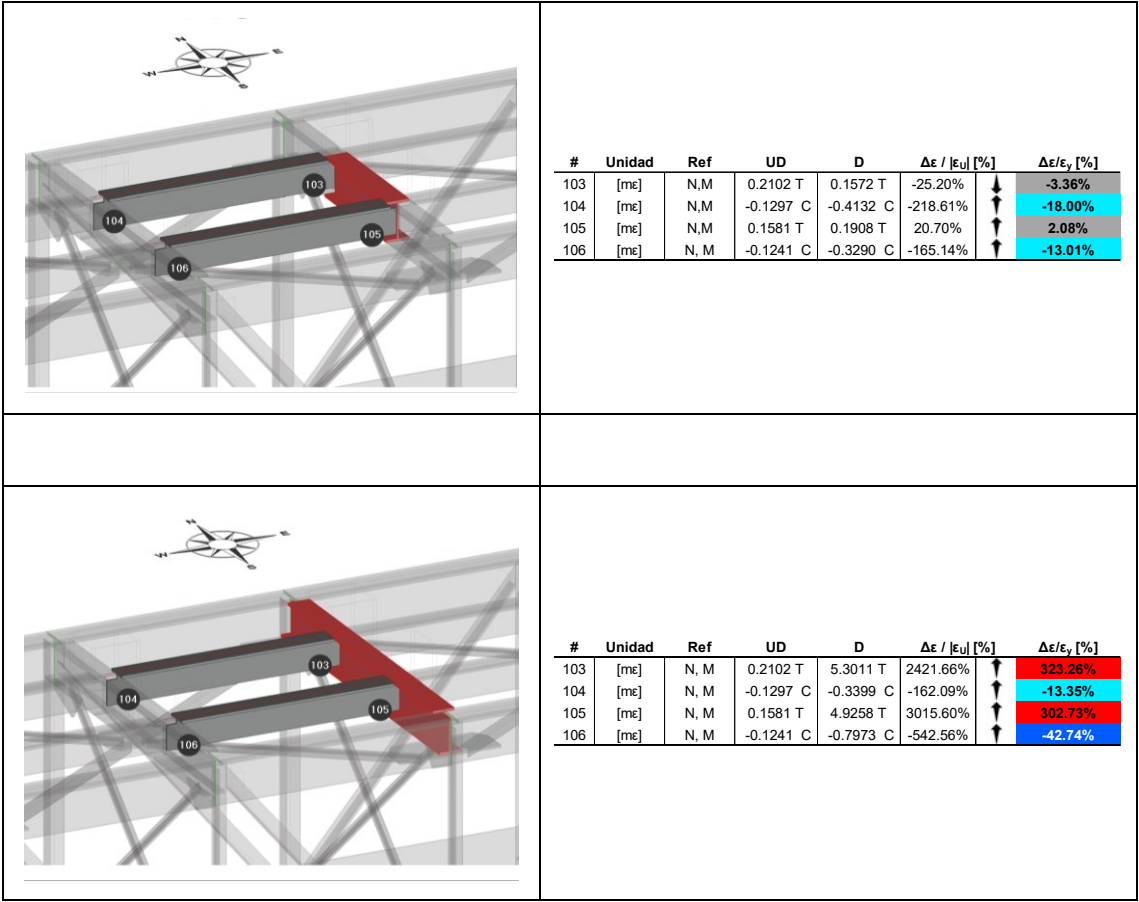


Fig. 4.50 Deformaciones unitarias e indicadores derivados en los largueros (asociados a momentos flectores) tras la pérdida, parcial y total, del sistema de la viga transversal superior.

En resumen, la pérdida de una vigueta transversal requiere de la participación de los largueros en la redistribución de cargas. Esta redistribución de cargas, a través de los largueros, afecta significativamente a las viguetas transversales adyacentes, que, a su vez,

mediante mecanismos de flexión y torsión, solicitan a flexión de forma poco significativa a los cordones superiores del puente. A partir de este punto, si la estructura ha sido capaz de activar eficientemente este ALP, no se requiere de la participación significativa de más elementos del puente. Sin embargo, es importante tener en cuenta que la viga transversal superior constituye un elemento fundamental del sistema de tablero y, por ende, es crítica a la hora de proporcionar soporte tanto a la vía como al tren en circulación. Su fallo podría tener consecuencias potencialmente catastróficas, asociadas al descarrilamiento del vehículo y a impactos contra la estructura, aspectos que exceden el ámbito de la presente tesis.

4.3 Discusión analítica y confirmación mediante resultados de las simulaciones computacionales

Los resultados obtenidos durante el desarrollo de la campaña experimental constituyen una fuente fundamental de información en lo que respecta a la activación de ALPs. Proporcionan evidencia sobre la respuesta estructural del puente ante diferentes escenarios de fallo que involucran elementos con distinta función y a distintos niveles estructurales.

Con el fin de complementar este análisis, en este apartado se presenta una evaluación exhaustiva de las simulaciones computacionales, en las que se reprodujo el fallo individual de cada componente del puente. Dicha evaluación se acompaña de una discusión analítica desde el marco de la mecánica estructural, con el objetivo de corroborar, sistematizar y formalizar la identificación y caracterización de los mecanismos resistentes latentes, ampliando su análisis a un conjunto más amplio de escenarios de fallo.

4.3.1 Descripción y validación del modelo numérico

Antes de proceder al análisis de los resultados, es necesario realizar una breve exposición del modelo computacional utilizado y de su proceso de validación, con el fin de justificar la validez de los resultados derivados del modelo

Se desarrolló un modelo computacional capaz de representar con fiabilidad la respuesta estructural del puente frente a diferentes escenarios de fallo. **En este punto, es importante señalar que el desarrollo del modelo no fue realizado en el marco de esta tesis doctoral, sino por investigadores asociados de los grupos de investigación de la Universitat Politècnica de València y de la Universidade de Vigo, dentro del proyecto dentro del marco de desarrollo del proyecto Pont3.** No obstante, parte del desarrollo del modelo se llevó a cabo durante una estancia de colaboración en la que el autor de esta tesis participó; adicionalmente, el análisis de los resultados y su integración con los obtenidos en la campaña experimental se realizaron en el marco de la presente tesis doctoral. Hecha esta salvedad, se procede a la descripción del modelo numérico.

Se empleó DIANA FEA (DIANA FEA BV, 2020) como plataforma de análisis para desarrollar un modelo tridimensional de elementos finitos representativo del modelo experimental. En su formulación se utilizaron elementos viga tipo Timoshenko–Mindlin, que incorporan deformación por cortante, para modelar la totalidad de los componentes estructurales. Esta elección se justifica por la idoneidad de los elementos viga para representar con fidelidad el comportamiento global de estructuras en celosía, permitiendo capturar los efectos combinados de flexión, cortante y fuerzas axiales.

Se optó por ejecutar un análisis estático incluyendo comportamiento elastoplástico del material y no linealidad geométrica, que permite identificar cualquier posible plastificación a lo largo del proceso de carga. Las cargas aplicadas corresponden a las definidas en el apartado 3.2.2 en donde se incluyen los factores de corrección por amplificación dinámica y relación de escalas. La curva constitutiva del material empleada en el modelo computacional corresponde exactamente a la misma presentada en el apartado 3.2.1. Las conexiones en el modelo se consideraron rígidas con el objetivo de replicar el comportamiento de las uniones soldadas, y las condiciones de contorno seleccionadas se corresponden con aquellas que presenta el puente real, dos apoyos articulados y dos apoyos móviles.

Con el objetivo de complementar el análisis de la campaña experimental se llevó a cabo la validación del modelo numérico comparando los resultados en términos de desplazamientos verticales y deformaciones unitarias. Dicha comparación se hizo tanto para el puente sin daños como para cada uno de los escenarios de fallo. Adicionalmente,

se comparó la respuesta del puente ante cargas muy superiores a las operacionales para un escenario de fallo que se seleccionó para analizar el comportamiento más allá del rango elástico y que queda fuera del alcance de esta tesis doctoral. En la Fig. 4.51 se presenta el grado de concordancia entre los datos experimentales y el modelo numérico.

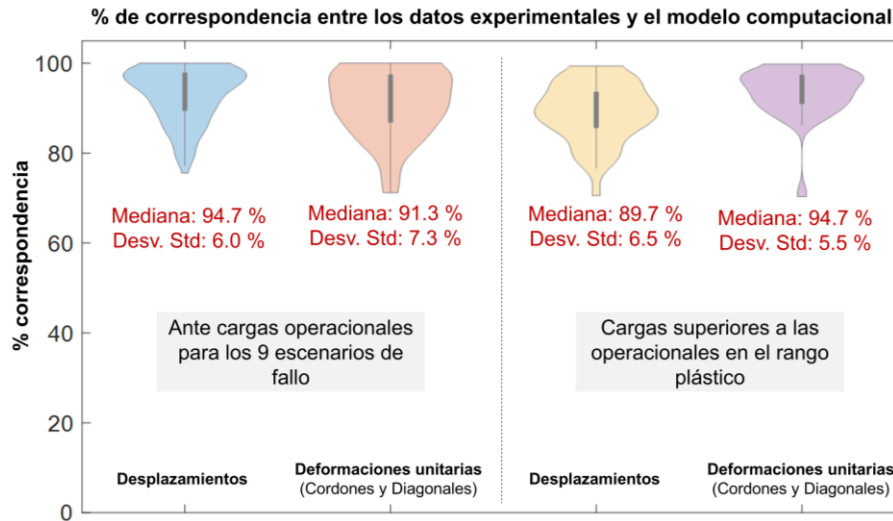


Fig. 4.51 Validación del modelo computacional

4.3.2 Escenarios de fallo y criterios de evaluación

El alto grado de concordancia entre el modelo computacional y los datos experimentales permitió validar su representatividad confirmando su idoneidad para reproducir otros escenarios de fallo y llegar al análisis sistemático planteado en los objetivos de esta tesis doctoral. El objetivo final de este análisis se centra en corroborar las observaciones respecto a la robustez estructural, identificando los fenómenos de redistribución de cargas y la activación de caminos alternativos de carga (ALPs) y sus mecanismos resistentes asociados. De esta manera, se simularon 222 escenarios de fallo correspondientes a la pérdida de cada elemento individual del puente.

Para evaluar los cambios provocados por cada escenario de fallo en la respuesta estructural del puente, se estableció un procedimiento similar al aplicado en la campaña experimental, en el que se definió una serie de indicadores basados en la diferencia entre desplazamientos verticales, fuerzas internas y reacciones en los apoyos. Estos indicadores se presentan a continuación.

Para cada uno de ellos, se evaluaron las diferencias entre los desplazamientos verticales (D_z) de los nodos inferiores y superiores de las celosías, así como para las reacciones verticales en los apoyos (R_z) para el puente sin daños (UD) y el puente con daños (D), como se expone en la Ec. 4.8 y en la Ec. 4.9. El subíndice i corresponde al i -ésimo escenario de fallo mientras que, el subíndice j corresponde al j -ésimo punto de medida.

$$\Delta D_{z,i,j} = D_{z,i,j}^D - D_{z,i,j}^{UD} \quad \text{Ec. 4.8}$$

$$\Delta R_{z,i,j} = R_{z,i,j}^D - R_{z,i,j}^{UD} \quad \text{Ec. 4.9}$$

En cuanto a las fuerzas internas, se evalúa la diferencia entre las fuerzas axiales (F_x) para el puente sin daños (UD) y el puente con daños (D) para al i -ésimo escenario de fallo en el k -ésimo elemento estructural según lo expuesto en la Ec. 4.10.

$$\Delta F_{x,i,k} = F_{x,i,k}^D - F_{x,i,k}^{UD} \quad \text{Ec. 4.10}$$

Por último, se evalúa el cambio en los momentos flectores, que se calcula comparando las diferencias de momento en los nodos extremos del elemento (inicio, fin) para el i -ésimo escenario de fallo en el k -ésimo elemento estructural bajo las condiciones con daños (D) y sin daños (UD) del puente. Conviene señalar que, a fin de considerar la variación más crítica en la distribución del momento flector, se adopta la norma del momento flector total (considerando ambas componentes, en el plano y transversal) (M_{yz}). La Ec. 4.11, Ec. 4.12, Ec. 4.13 y Ec. 4.14 describen este indicador:

$$\Delta M_{yz,i,k} = \begin{cases} \Delta M_{yz,i,k,\text{fin}} & \text{Si } |\Delta M_{yz,i,k,j_end}| > |\Delta M_{yz,i,k,j_start}| \\ \Delta M_{yz,i,k,\text{inicio}} & \text{de lo contrario} \end{cases} \quad \text{Ec. 4.11}$$

$$\Delta M_{yz,i,k,j_end} = M_{yz,i,k,\text{fin}}^D - M_{yz,i,k,\text{fin}}^{UD} \quad \text{Ec. 4.12}$$

$$\Delta M_{yz,i,k,j_start} = M_{yz,i,k,\text{inicio}}^D - M_{yz,i,k,\text{inicio}}^{UD} \quad \text{Ec. 4.13}$$

$$M_{yz,k,j} = \sqrt{M_{y,k,j}^2 + M_{z,k,j}^2} \quad \text{Ec. 4.14}$$

Con los escenarios de fallo y criterios de evaluación definidos, los resultados se han sintetizado mediante *mapas de calor*. En estos mapas, el eje y representa cada escenario

de daño, mientras que el eje x corresponde a la respuesta de cada uno de los elementos del puente, lo que permite una comparación visual que facilita la comprensión de las variaciones y patrones presentes en los datos. Los elementos estructurales se subdividen adicionalmente en función de su ubicación, incluyendo norte, sur, inferior (L) y superior (U). La barra de colores indica la magnitud de las diferencias de respuesta. En los mapas de calor correspondientes a las fuerzas axiales, la barra de colores tiene un significado específico: los tonos comprendidos entre púrpura y azul representan estados de compresión, mientras que los tonos entre amarillo y rojo oscuro indican valores de tracción. Los cuadros en color blanco corresponden a los elementos eliminados. Los resultados ilustrados proporcionan una visión detallada del impacto de los distintos fallos de elementos sobre cada tipo de respuesta, así como sobre cada categoría de elemento estructural.

4.3.3 DS: Fallo en cordones inferiores y superiores

Cuando el escenario de fallo compromete un elemento perteneciente a la celosía principal, el análisis de las fuerzas axiales en este tipo de estructuras trianguladas puede proporcionar una estimación aproximada de la repercusión del fallo en la respuesta estructural del puente y facilitar la interpretación de los resultados. De esta manera, los efectos globales de la pérdida de un cordón pueden estimarse mediante la aplicación de un estado equivalente de cargas asociado a la pérdida del elemento, consistente en aplicar cargas externas en la dirección opuesta a la de las fuerzas internas que experimenta el elemento antes del fallo. La Fig. 4.52 a) muestra la estructura sometida a carga sin daños, junto con las fuerzas internas del cordón considerado. La Fig. 4.52 b) presenta el esquema de la estructura tras la pérdida del elemento, mientras que la Fig. 4.52 c) muestra la deformada de la estructura resultante de la aplicación del estado equivalente de cargas.

La pérdida de continuidad de un cordón reduce drásticamente la rigidez a flexión de la estructura, provocando que esta rote sobre el nudo situado por encima del daño, como si se tratase de una articulación, y transfiera las cargas hacia la celosía no dañada. Los desplazamientos verticales aumentan considerablemente en ambas celosías, y los cordones próximos al fallo presentan incrementos localizados de momentos flectores en

el plano vertical de la celosía. De manera análoga, los largueros presentan incrementos en los momentos flectores, aunque en menor proporción.

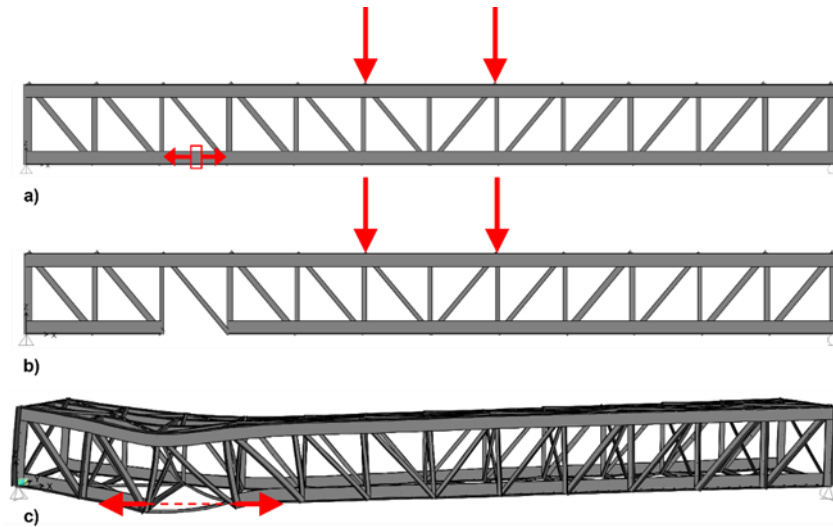


Fig. 4.52 Estado incremental equivalente tras la eliminación de un cordón: a) las fuerzas internas en el cordón eliminado, b) el escenario de fallo, y c) el efecto aislado de la eliminación del elemento, definido como la diferencia entre b) y a).

En contraste, las flexiones en los montantes y diagonales adyacentes al daño resultan insignificantes, lo que descarta la existencia de una distorsión flexional en el plano; por ello, el mecanismo resistente se asemeja más a una **rotación global articulada en el plano** como se muestra en la Fig. 4.53.

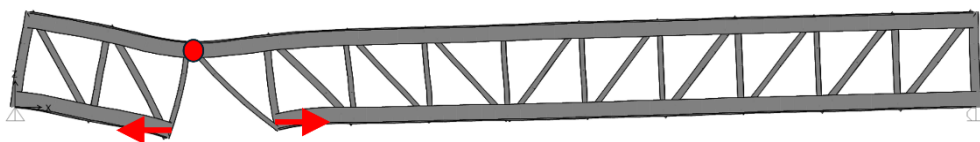


Fig. 4.53 Rotación global articulada en el plano

Por otro lado, la misma pérdida de continuidad del cordón activa también un **mecanismo resistente de flexión global fuera del plano**, lo que provoca una apertura significativa del panel afectado (Fig. 4.54). Las rotaciones globales en el plano horizontal van asociadas a flexiones de los cordones en el plano horizontal localizadas en el entorno del daño. En conjunto, las caras inferior y superior del puente funcionan como vigas en flexión horizontal. Por ello, la triangulación inferior y el sistema del tablero superior son claves para la reconducir el fallo.

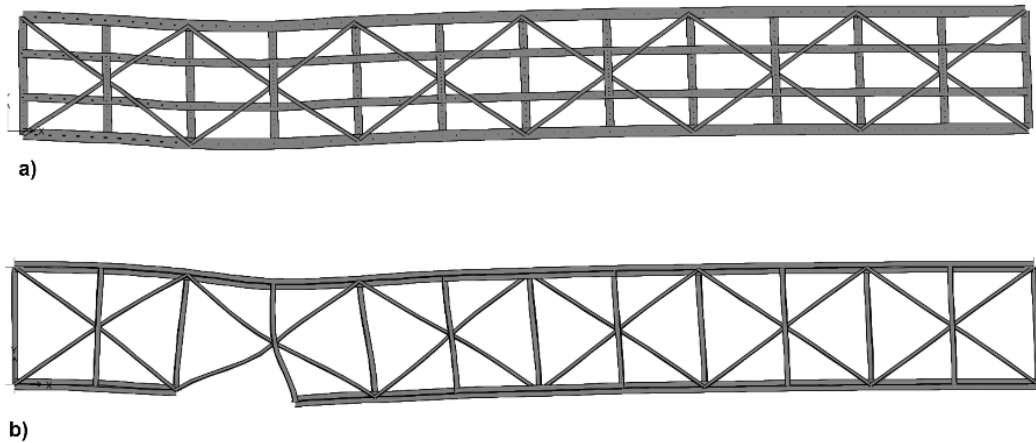


Fig. 4.54 Flexión global fuera del plano a) planta superior y b) planta inferior

La transferencia de carga de una celosía a otra se hace a través de 2 mecanismos:

La rotación de la estructura, a ambos lados del fallo y en el mismo sentido, activa un modo de torsión global que redistribuye las fuerzas axiales a todo el conjunto de los arriostramientos horizontales, concentrada en cordones, diagonales y montantes y localizada en arriostramientos verticales y vigas transversales, para oponerse a esta deformación torsional (Fig. 4.55-a).

A nivel local, los arriostramientos verticales adyacentes al panel afectado sufren incrementos significativos de fuerza axial debido a la **distorsión de las secciones transversales**, que se deforman de cuadriláteros a paralelogramos. Este efecto, combinado con la torsión global, permite transferir las cargas externas desde el lado afectado hacia el lado opuesto de la estructura (Fig. 4.55-b).

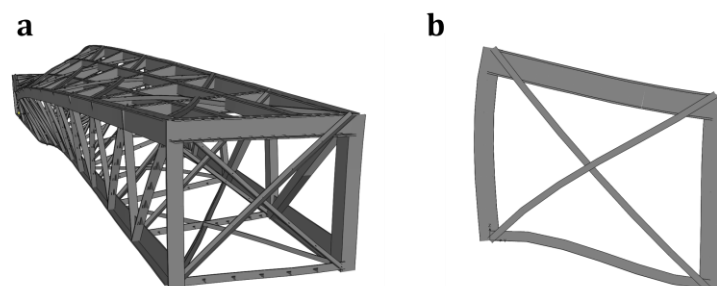


Fig. 4.55 Mecanismos resistentes a) torsión global b) distorsión transversal

Es de esta manera que la activación de ALPs asociados al fallo de un cordón presenta una serie de similitudes que vale la pena destacar: Las fuerzas internas resistidas por el cordón inferior (o superior) sujeto al fallo se redistribuyen mediante (a) incrementos importantes

de flexión vertical de todos los cordones, mayores en el cordón superior (o inferior, respectivamente) del mismo lado del daño, muy localizados en los dos tramos adyacentes al nudo al que se unen la diagonal y el montante que limitan el segmento eliminado; incrementos de flexión vertical de los largueros en esa misma zona; (b) incrementos de flexión horizontal en todos los cordones; (c) Incrementos en las fuerzas axiales en arriostramientos, cordones, diagonales y montantes asociados a patrones de torsión en el mismo sentido, a cada lado del daño; y (d) Se observan variaciones muy significativas y localizadas en las fuerzas axiales del sistema de arriostramiento vertical y en la flexión de las vigas transversales en su plano vertical, debidas a la distorsión de las secciones transversales del puente en proximidad al daño.

Sin embargo, se observan diferencias, aunque menores, en la orientación y magnitud de los incrementos de reacción al retirar segmentos pares o impares del cordón inferior, asociadas tanto a la combinación de los mecanismos de deformación vertical, horizontal y torsional como a la disposición de las diagonales de los arriostramientos horizontales, que condiciona el patrón de redistribución de fuerzas en función de la posición del tramo eliminado. Asimismo, la magnitud de la respuesta depende fundamentalmente de la proximidad del segmento de cordón retirado al apoyo más cercano, siendo el efecto del daño prácticamente nulo cuando este se produce en los módulos extremos.

Esta aproximación analítica puede corroborarse a través de los resultados del análisis sistemático en términos de las diferencias entre los desplazamientos, momentos flectores y fuerzas axiales. De esta manera, a partir del mapa de calor presentado en la Fig. 4.56 se puede identificar que, en los escenarios de fallo de cordones inferiores, la celosía afectada presenta incrementos generalizados en sus desplazamientos verticales. El comportamiento tiene un patrón definido en el que los incrementos se intensifican desde el apoyo más cercano hasta el panel afectado y disminuyen, a partir del daño, hasta el apoyo más lejano. En cuanto a la celosía sin daños, se identifica el mismo comportamiento, pero con incrementos de menor magnitud.

Si el escenario de fallo contempla la eliminación de un cordón superior, se identifica un comportamiento muy similar pero suavizado. Esto se debe a que los largueros suplen la ausencia del cordón superior.

El patrón mostrado por estos resultados permite corroborar (1) el efecto de rotaciones de eje horizontal alrededor del nudo donde los desplazamientos verticales se incrementan en función de la cercanía al área afectada y (2) el giro unidireccional en toda la estructura evidenciado por las diferencias entre desplazamientos verticales entre una celosía y otra.

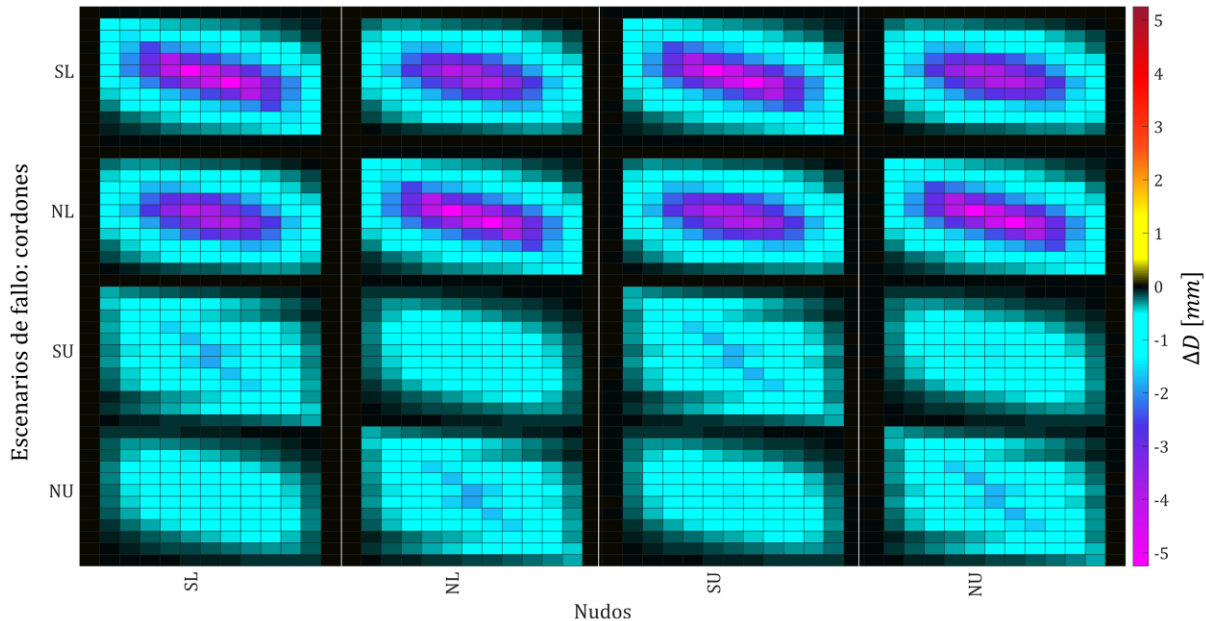


Fig. 4.56 Cambios en los desplazamientos verticales, en mm, correspondientes a los 48 escenarios de fallo de cordones del puente entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del cordón eliminado, mientras que el eje horizontal muestra el nudo del puente en el que se evalúa el desplazamiento para cada escenario de fallo.

Las variaciones en los momentos flectores para los escenarios de fallo que involucran cordones se presentan en la Fig. 4.57. La pérdida de un cordón inferior provoca incrementos muy significativos de momentos flectores en los cordones inmediatamente superiores, y de manera recíproca cuando el cordón afectado es el superior. Este efecto es muy localizado y de gran magnitud, concentrándose en la unión del montante, la diagonal y el cordón inmediatamente superior/inferior al tramo eliminado, y disipándose rápidamente al incrementarse la distancia al área afectada. Este patrón constituye una demostración de la activación del mecanismo resistente de rotación global articulada en el plano.

Cabe destacar la diferencia entre (a) escenarios de fallo en el cordón inferior, que producen fuertes incrementos de flexión en el cordón superior, incrementos de la flexión bastante localizados alrededor del daño en ambos largueros, y muy pequeños

incrementos de flexión en las vigas transversales, y (b) escenarios de daño en el cordón superior, que siguen un patrón análogo, pero de mucha menor magnitud en los cordones y largueros pero muestran incrementos relevantes de la flexión en un grupo importante de vigas transversales alrededor del daño. Estos incrementos en los momentos flectores son menos pronunciados ya que el conjunto de vigas transversales superiores y largueros contribuyen con su capacidad a flexión vertical y lateral. Este fenómeno ayuda a evidenciar el **mecanismo de resistencia a flexión fuera del plano**.

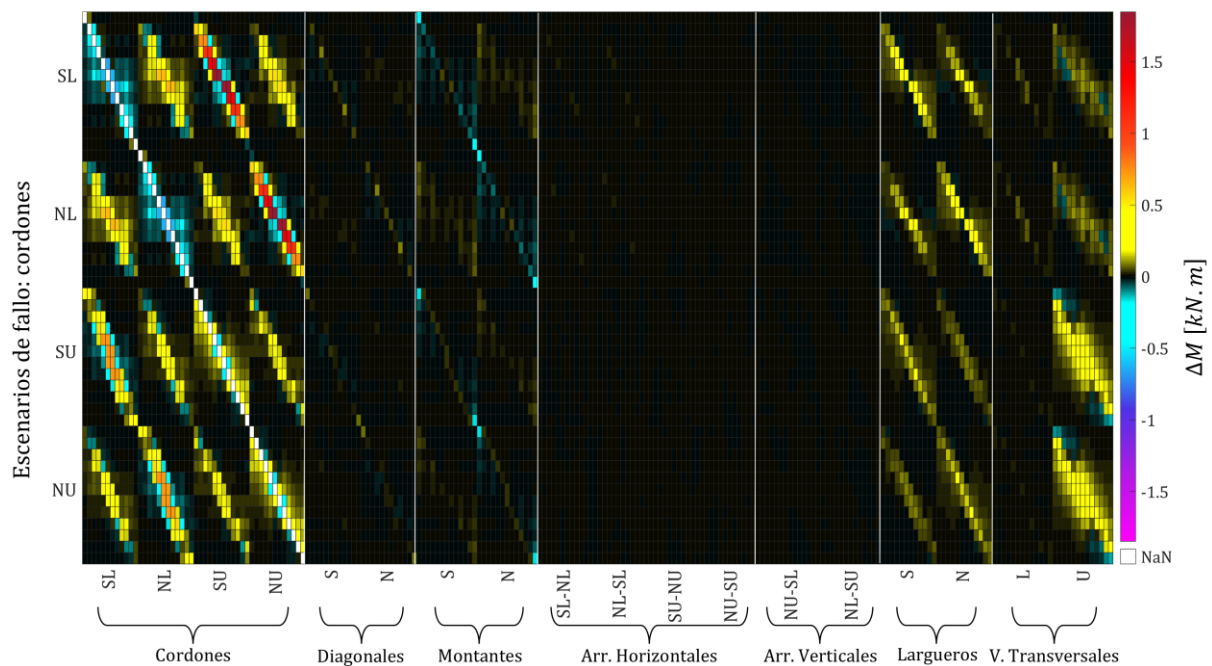


Fig. 4.57 Cambios en los momentos flectores, en kN·m, correspondientes a los escenarios de fallo de los 48 cordones, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del cordón eliminado, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa el efecto del momento flector en cada escenario de fallo.

Las variaciones en las fuerzas axiales para los escenarios de fallo que involucran a los cordones se presentan en la Fig. 4.58.

Al analizar la respuesta de los arriostramientos horizontales se observan patrones opuestos en la variación de fuerzas axiales en función de la orientación de los elementos y su localización (inferior/superior). Este fenómeno es característico de la activación de **un mecanismo de resistencia torsional**.

La activación de este mecanismo se corrobora mediante la respuesta de las diagonales en la celosía afectada, en las que las fuerzas axiales disminuyen desde el apoyo más cercano hasta el cordón eliminado, se incrementan desde la zona afectada hasta el centro del vano y vuelven a disminuir en dirección al apoyo más lejano. En contraste, las diagonales homólogas de la celosía no afectada presentan un patrón de redistribución exactamente opuesto. Asimismo, el hecho de que la respuesta de los montantes sea la inversa de la observada en las diagonales refuerza la confirmación de este mecanismo

En lo que respecta a los cordones, se observan variaciones generalizadas en los incrementos de las fuerzas axiales que siguen un patrón regular, el cual se intensifica en la zona afectada y se disipa progresivamente al alejarse de ella. En la celosía afectada, las fuerzas axiales disminuyen en el cordón inferior y se incrementan en el cordón superior, mientras que en la celosía sin daños se observa el comportamiento inverso, aunque con magnitudes menores; en el caso del fallo del cordón superior, los incrementos reproducen un patrón análogo, si bien con magnitudes inferiores. Este comportamiento es coherente con el mecanismo de resistencia torsional descrito previamente y confirma la activación del modo torsional global.

Respecto a las variaciones en las fuerzas axiales de los arriostramientos verticales, estas se asocian directamente al **mecanismo de resistencia de distorsión transversal**. Se observan variaciones en la magnitud de la fuerza axial, con signos opuestos en función de su orientación, las cuales se concentran fundamentalmente en uno o dos planos adyacentes a la zona afectada.

En los escenarios de fallo del cordón inferior, los largueros presentan un aumento de las fuerzas axiales en el elemento más cercano a la celosía con daños y una disminución en el más alejado, con un efecto distribuido a lo largo de la celosía, mientras que en las vigas transversales las variaciones son más localizadas y se concentran principalmente en las vigas inferiores próximas al cordón dañado. En cambio, cuando el fallo se produce en segmentos del cordón superior, los largueros experimentan disminuciones significativas de las fuerzas axiales, de mayor magnitud en las proximidades del cordón dañado, mientras que las variaciones en las vigas transversales son muy reducidas o despreciables, lo que indica una participación relevante de los largueros en la redistribución de cargas.

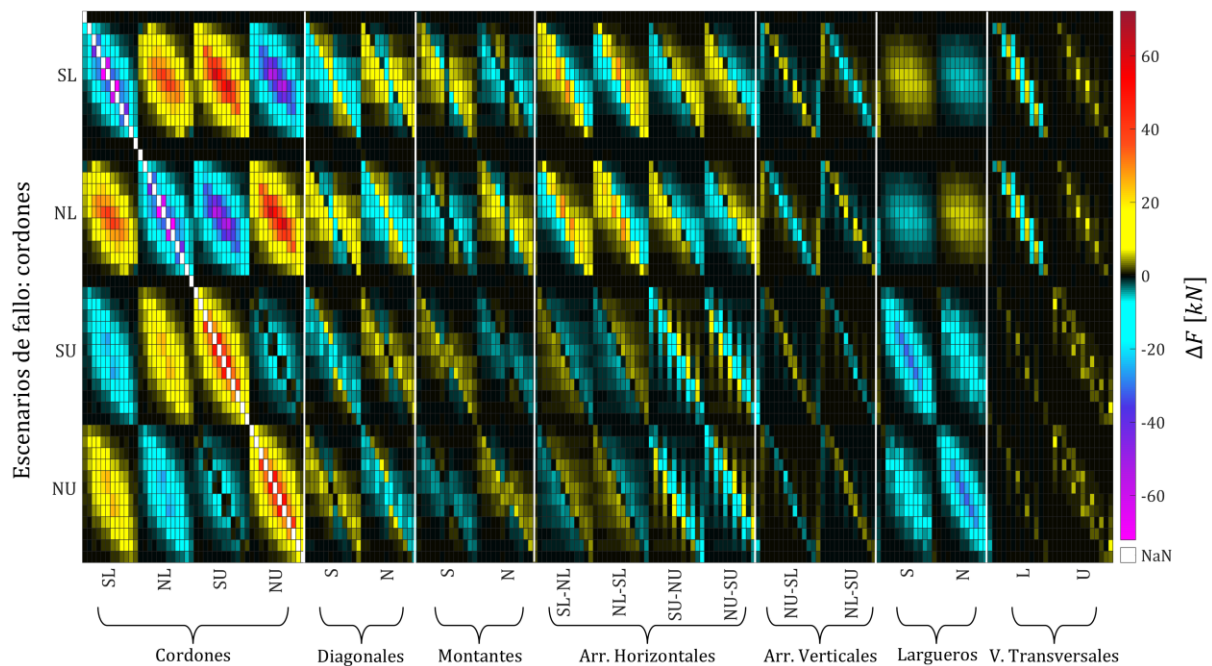


Fig. 4.58 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de los 48 cordones, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del cordón eliminado, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa el efecto de la fuerza axial en cada escenario de fallo.

Los cambios en las reacciones aportan poca información y, a diferencia de otros grupos de ALPs, resultan más difíciles de interpretar. Esto se debe a que varios modos de deformación —la rotación en el espacio (rotaciones respecto al eje horizontal), la flexión horizontal, la deformación por torsión y la distorsión transversal— influyen simultáneamente en la magnitud de las reacciones. La alternancia o salto entre los valores de las reacciones para escenarios de eliminación de segmentos consecutivos se debe, además, a que los arriostramientos horizontales abarcan dos módulos. Como consecuencia, las fuerzas en estos arriostramientos se redistribuyen siguiendo caminos ligeramente diferentes en función de si el segmento eliminado es par o impar (Fig. 4.59)

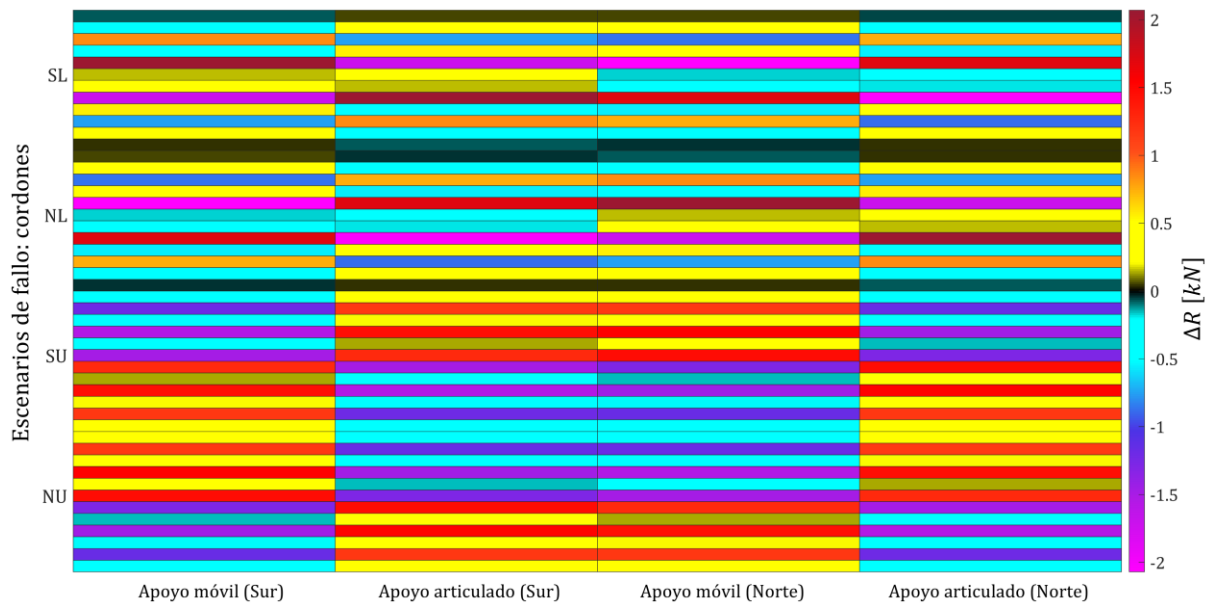


Fig. 4.59 Cambios en las reacciones verticales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de los 48 cordones, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del cordón eliminado, mientras que el eje horizontal muestra el apoyo para el cual se evalúa la reacción vertical en cada uno de los escenarios de fallo.

4.3.4 DS: Fallo de montantes

Para los escenarios de fallo en los que se considera la pérdida del montante se puede repetir la misma aproximación analítica para evaluar los efectos globales, especialmente utilizando el estado equivalente de cargas expuesto en la Fig. 4.60.

Ante la pérdida de un montante, se activa un mecanismo de resistencia de distorsión flexional en el plano que se caracteriza por incrementos significativos en los momentos flectores en los cordones superiores e inferiores adyacentes al fallo. Este esfuerzo también se traslada a los largueros, aunque de forma más leve, mientras que los montantes y diagonales cercanas no experimentan deformaciones relevantes.

La distorsión del panel también induce una deformación torsional a nivel global de sentido opuesto a cada lado del fallo. Como resultado, la activación de ALPs caracterizados por incrementos en las fuerzas axiales en los arriostramientos horizontales (de manera general), en las diagonales, montantes y cordones (de forma concentrada) y en los

arriostramientos verticales y vigas transversales (de manera muy localizada) son evidencia del mecanismo de resistencia torsional.

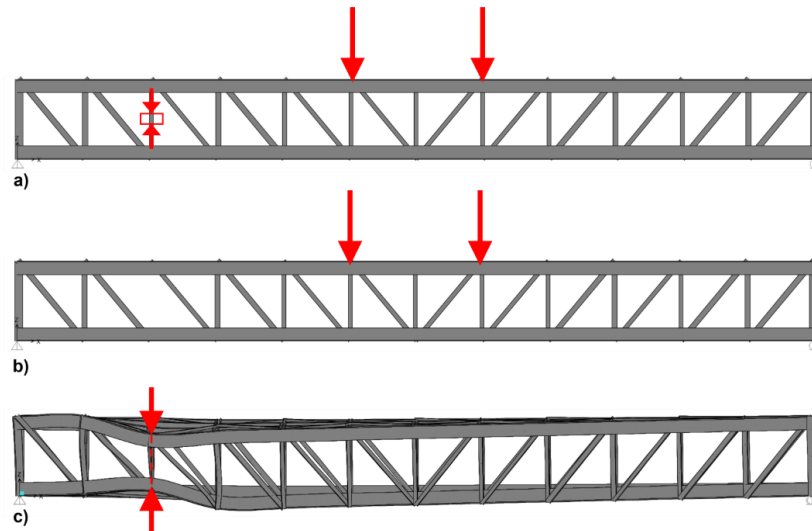


Fig. 4.60 Estado incremental equivalente tras la eliminación de un montante: a) las fuerzas internas en el cordón eliminado, b) el escenario de fallo, y c) el efecto aislado de la eliminación del elemento, definido como la diferencia entre b) y a).

La transferencia de cargas entre celosías se hace a través del sistema de arriostramiento vertical y las vigas transversales. Los ALPs que describe esta redistribución se caracterizan por incrementos en las fuerzas axiales de los arriostramientos verticales y por incrementos en los momentos flectores de las vigas transversales. Estos ALPs indican la activación del mecanismo de distorsión transversal.

La activación de ALPs ante la pérdida de un montante sigue el mismo patrón: las fuerzas axiales resistidas por el montante se redistribuyen mediante (a) incrementos, muy localizados, en los momentos flectores en cordones y largueros adyacentes al elemento eliminado; (b) variaciones en las fuerzas axiales en cordones, montantes, diagonales y arriostramientos a lo largo de todo el puente, asociadas a la deformación torsional de sentido opuesto a cada lado del fallo; y (c) cambios importantes y muy localizados en las fuerzas axiales del sistema de arriostramiento vertical, así como la aparición de flexión en las vigas transversales.

Las diferencias entre los 26 escenarios de fallo se asocian a la distancia del montante eliminado a los apoyos del puente: cuanto más cerca se encuentra el montante, más importante es su sollicitación inicial y más marcados son los efectos de la redistribución

de cargas antes mencionados, especialmente cuando se eliminan los montantes externos. Adicionalmente, los montantes centrales, que por la configuración de cargas adoptada resisten fuerzas axiales poco significativas, presentan un efecto mucho menor asociado a su retirada.

Así como se hizo en los dos últimos grupos de escenarios de fallo, esta aproximación analítica puede corroborarse mediante el análisis sistemático de las diferencias en desplazamientos, momentos flectores, fuerzas axiales y reacciones.

En la celosía afectada, se observan disminuciones en los desplazamientos verticales desde el apoyo más cercano hasta el panel en el que se retira el montante (Fig. 4.61). A partir del daño y hasta el apoyo más lejano, aumentan los desplazamientos verticales, siendo el escenario en el que se retira algún montante externo el que exhibe los mayores descensos.

Por otro lado, en la celosía sin daños el incremento en los desplazamientos verticales es generalizado a lo largo de toda la celosía, con un importante matiz: en el tramo comprendido entre el daño y el apoyo más cercano apenas se registran movimientos, mientras que los valores en el resto de la celosía son muy uniformes.

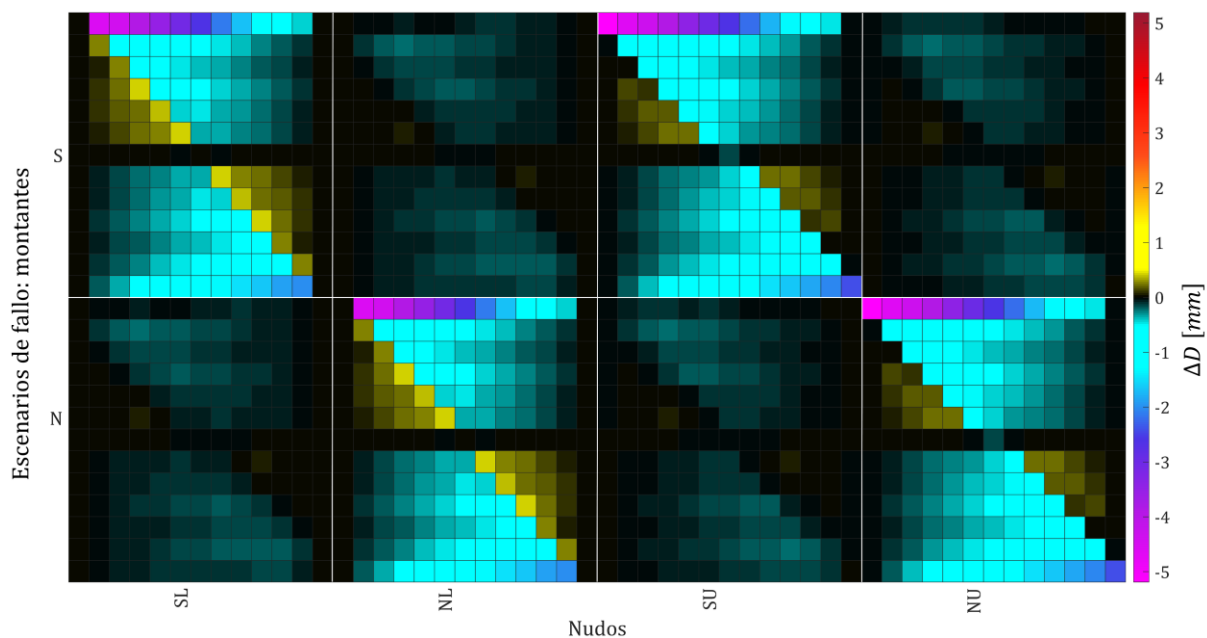


Fig. 4.61 Cambios en los desplazamientos verticales, en mm, correspondientes a los 26 escenarios de fallo de montantes del puente entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del montante eliminado, mientras que el eje horizontal muestra el nudo del puente en el que se evalúa el desplazamiento para cada escenario de fallo.

Estos resultados permiten corroborar lo expuesto en la aproximación analítica: las secciones transversales de la viga Pratt giran en un sentido desde un apoyo hasta el daño, y en sentido opuesto desde el daño hasta el apoyo más lejano, siendo ello evidencia de (1) incrementos alternos del desplazamiento vertical a ambos lados del panel dañado, debidos a la distorsión flexional en el plano, y (2) rotaciones globales alrededor del eje longitudinal, debidas a deformaciones globales de torsión de signo opuesto. La pérdida de diferentes montantes presenta similitudes en su respuesta en términos de desplazamientos. En la celosía afectada, el fallo interrumpe la transferencia de fuerzas cortantes y verticales desde la zona del fallo hasta el apoyo más cercano, lo que se evidencia mediante reducciones en los desplazamientos. Por el contrario, los desplazamientos verticales en los demás ejes de la celosía presentan incrementos, lo que constituye un indicio claro de una deformación torsional global de sentido opuesto a cada lado del fallo.

La Fig. 4.62 muestra la variación de los momentos flectores para los escenarios de fallo que involucran a los montantes. Todos los escenarios de fallo de los montantes se caracterizan por el desarrollo de momentos flectores en los cordones adyacentes al área del fallo. Estos incrementos también son observables en la celosía sin daños, a la altura del fallo en la celosía afectada, aunque son menos significativos. Este ALP es de carácter localizado y constituye un claro indicativo de la activación del mecanismo resistente de distorsión flexional en el plano.

Los incrementos de momento en el resto de los elementos son de menor magnitud. Quizás cabe resaltar los obtenidos para largueros, que en este caso responden de forma similar a los cordones superiores y absorben parte de la distorsión flexional, aunque en menor proporción que los cordones.

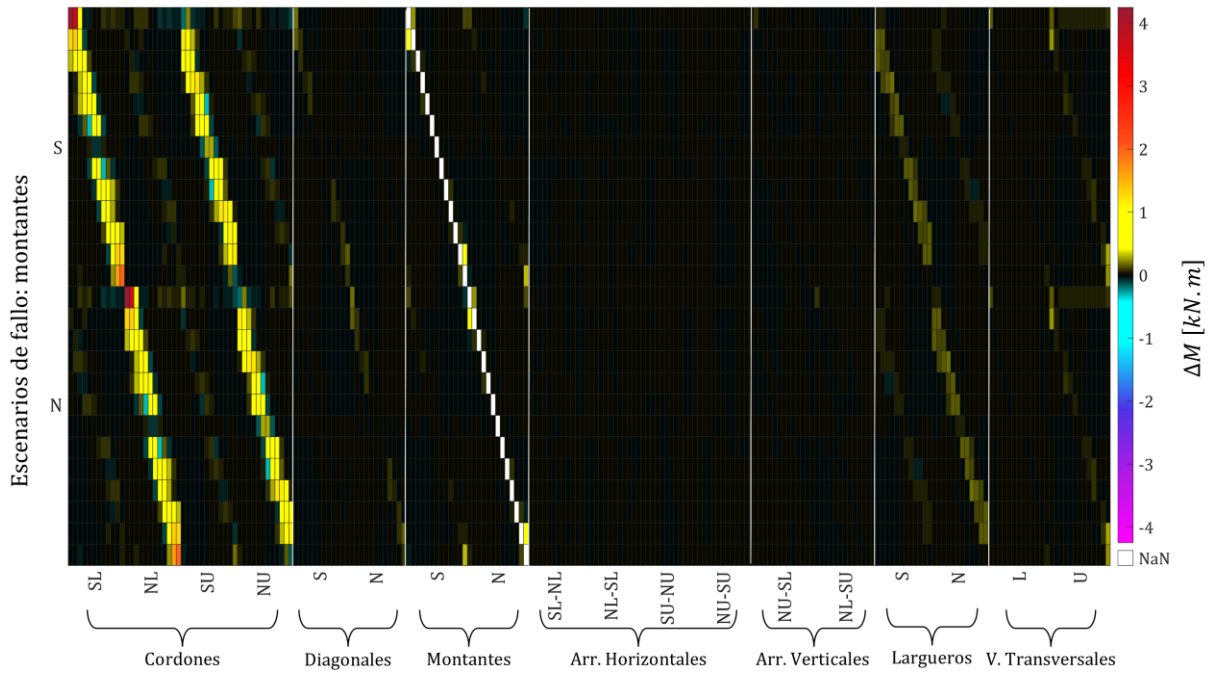


Fig. 4.62 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, correspondientes a los escenarios de fallo de los 26 montantes, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del montante eliminado, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa el efecto del momento flector en cada escenario de fallo.

La Fig. 4.63 presenta las diferencias en fuerzas axiales para los escenarios de fallo que involucran a los montantes. Los ALPs caracterizados por el incremento de fuerzas axiales en los arriostramientos horizontales son la clave para identificar la activación del mecanismo de resistencia torsional. Patrones opuestos en función de la orientación de los elementos y de su posición, inferior o superior, lo evidencian.

La respuesta de los montantes y las diagonales permite identificar la activación de 2 mecanismos: (1) Incrementos importantes en las fuerzas axiales de montantes y diagonales adyacentes al fallo (Distorsión flexional en el plano), (2) Variaciones en las fuerzas axiales de signo opuestos entre elementos análogos del lado dañado y del no dañado (activación del mecanismo de resistencia torsional).

En la celosía afectada, los cordones inferiores situados a menor distancia de uno de los apoyos presentan incrementos en sus fuerzas axiales, en contraste con aquellos ubicados a mayor distancia, siendo estos incrementos menores a medida que aumenta la distancia al daño. Por su parte, los cordones superiores presentan el comportamiento inverso. Este patrón se invierte en la celosía sin daños. En conjunto, estos resultados evidencian la activación del mecanismo resistente a torsión.

Finalmente, Las vigas transversales y los arriostramientos verticales activan, localmente, ALPs caracterizados por fuerzas axiales y transfieren la carga de una celosía a otra mediante el mecanismo de resistencia de distorsión transversal.

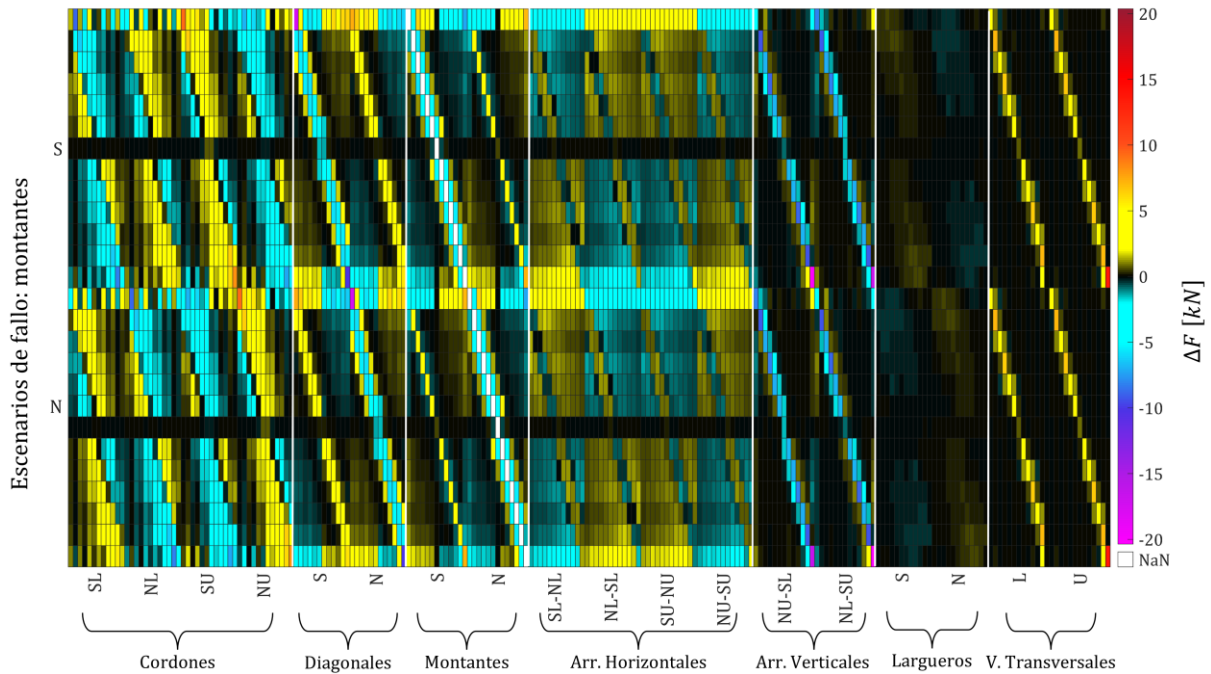


Fig. 4.63 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de los 26 montantes, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del montante eliminado, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa la fuerza axial en cada escenario de fallo.

Respecto a las reacciones verticales (Fig. 4.64) se observan variaciones con un patrón claramente definido, indicando una distribución asimétrica de cargas, que, por su moderada magnitud, muestran tanto un comportamiento tipo diafragma como la activación del mecanismo de resistencia torsional.



Fig. 4.64 Cambios en las reacciones verticales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de los 26 montantes, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación del montante eliminado, mientras que el eje horizontal muestra el apoyo para el cual se evalúa la reacción vertical en cada uno de los escenarios de fallo.

4.3.5 DS: Fallo de diagonales

Para los escenarios de fallo en los que se considera la pérdida de una diagonal se puede repetir la misma aproximación analítica para evaluar los efectos globales, especialmente utilizando el estado equivalente de cargas expuesto en la Fig. 4.65.

La pérdida de una diagonal activa un mecanismo de resistencia de distorsión flexional en el plano que se caracteriza tanto por un incremento en los momentos de los cordones adyacentes al fallo como de los montantes que delimitan el panel afectado, aunque en menor medida debido a su flexibilidad.

La distorsión del panel dañado induce una deformación torsional a nivel global con sentidos de giro opuestos a cada lado del fallo. La activación de ALPs se caracteriza por los incrementos en las fuerzas axiales en los arriostramientos horizontales (de forma general), en las diagonales, montantes y cordones (de forma concentrada), y en los arriostramientos verticales y vigas transversales adyacentes al daño (de forma muy localizada). Esta transición del comportamiento de la estructura confirma que, ante la

pérdida de una diagonal, el puente activa un mecanismo de resistencia torsional para garantizar su estabilidad global.

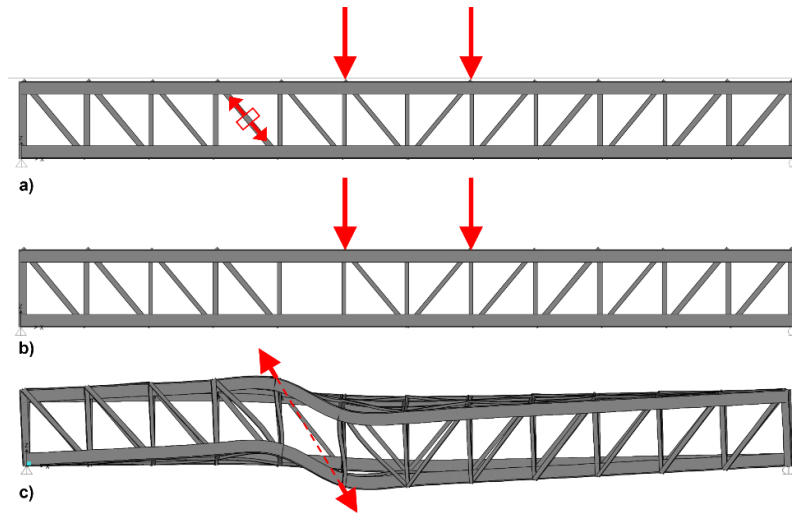


Fig. 4.65 Estado incremental equivalente tras la eliminación de una diagonal: a) las fuerzas internas en el cordón eliminado, b) el escenario de fallo, y c) el efecto aislado de la eliminación del elemento, definido como la diferencia entre b) y a).

La transferencia de cargas entre celosías se hace a través del sistema de arriostramiento vertical. El ALP que describe esta redistribución se caracteriza por incrementos en las fuerzas axiales de los arriostramientos horizontales y por incrementos en los momentos flectores de las vigas transversales. Estos ALPs indican la activación del mecanismo de distorsión transversal.

Para los 24 escenarios de fallo, la activación de los ALPs sigue el mismo patrón: las fuerzas axiales previamente resistidas por la diagonal se redistribuyen a través de tres mecanismos resistentes diferentes: (1) Incrementos en los momentos flectores en los cordones y montantes del panel dañado y de los paneles adyacentes (distorsión flexional en el plano); (2) Incrementos en las fuerzas axiales en forma de patrones alternantes para los cordones, arriostramientos horizontales, montantes y diagonales (torsión global); (3) Cambios significativos y muy localizados en las fuerzas axiales de los arriostramientos verticales y en los momentos flectores de las vigas transversales adyacentes a la diagonal considerada en el escenario de fallo (distorsión transversal).

La aproximación analítica de la evaluación global de los efectos es prácticamente idéntica a la observada para la pérdida de los montantes y, como se verá más adelante, sus

resultados en términos de desplazamientos, momentos flectores, fuerzas axiales y reacciones son prácticamente intercambiables (Fig. 4.66, Fig. 4.67, Fig. 4.68 y Fig. 4.69).

En la celosía afectada, los desplazamientos verticales disminuyen desde el apoyo más cercano hasta el panel en el que se retira la diagonal (Fig. 4.66), mientras que, a partir del daño y hasta el apoyo más lejano, se incrementan, registrándose los mayores descensos cuando la diagonal retirada se sitúa próxima al apoyo. En la celosía sin daños, el aumento del desplazamiento vertical descendente es generalizado a lo largo del vano, con desplazamientos prácticamente nulos entre el daño y el apoyo más cercano y valores muy uniformes en el resto de la celosía. Las diferencias observadas entre ambos lados indican que las secciones transversales de la viga Pratt giran en sentidos opuestos a ambos lados del panel dañado.

Este comportamiento confirma los dos mecanismos principales descritos previamente: (1) incrementos alternos del desplazamiento vertical asociados a la distorsión flexional en el plano y (2) rotaciones globales alrededor del eje longitudinal debidas a deformaciones torsionales de signo opuesto.

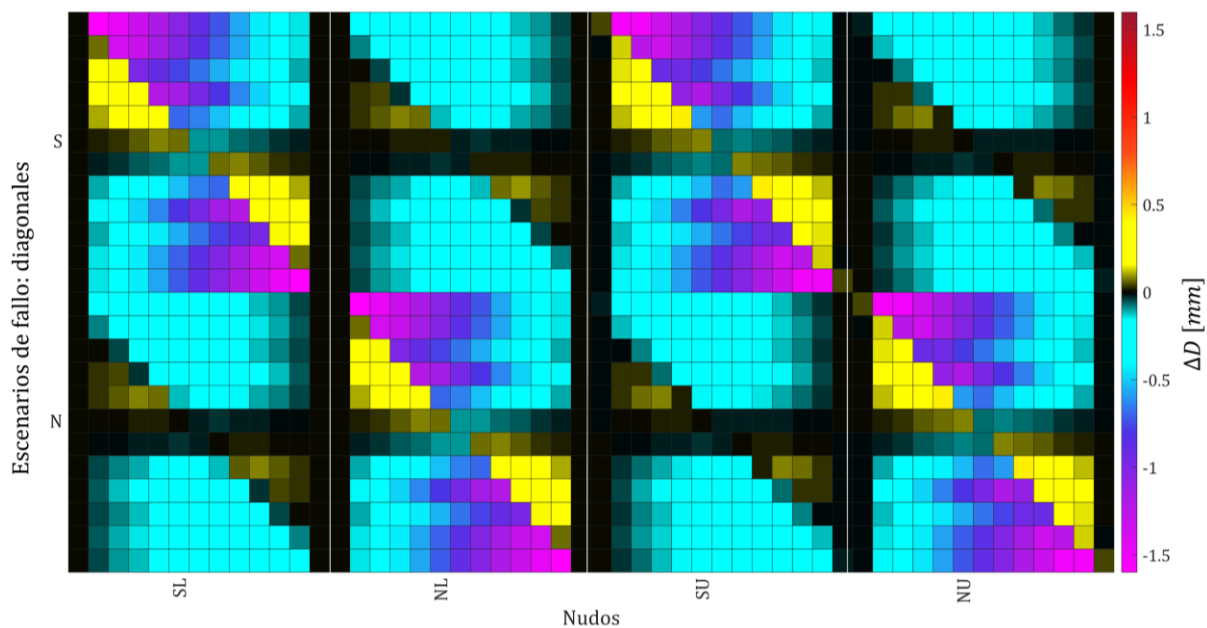


Fig. 4.66 Cambios en los desplazamientos verticales, en mm, correspondientes a los 24 escenarios de fallo de diagonales del puente entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación de la diagonal eliminada, mientras que el eje horizontal muestra el nudo del puente en el que se evalúa el desplazamiento para cada escenario de fallo.

Los fallos en las diagonales activan ALPs caracterizados por incrementos en los momentos flectores de cordones, montantes, largueros y vigas transversales (Fig. 4.67). Los cordones, tanto inferiores como superiores, adyacentes a la diagonal eliminada presentan los incrementos más significativos de momento flector. Un comportamiento análogo se observa en los montantes que delimitan el panel de la diagonal eliminada, aunque con incrementos menos marcados, lo que se asocia a la mayor flexibilidad de estos elementos. Esta respuesta es característica de la activación de un mecanismo de resistencia de distorsión flexional en el plano.

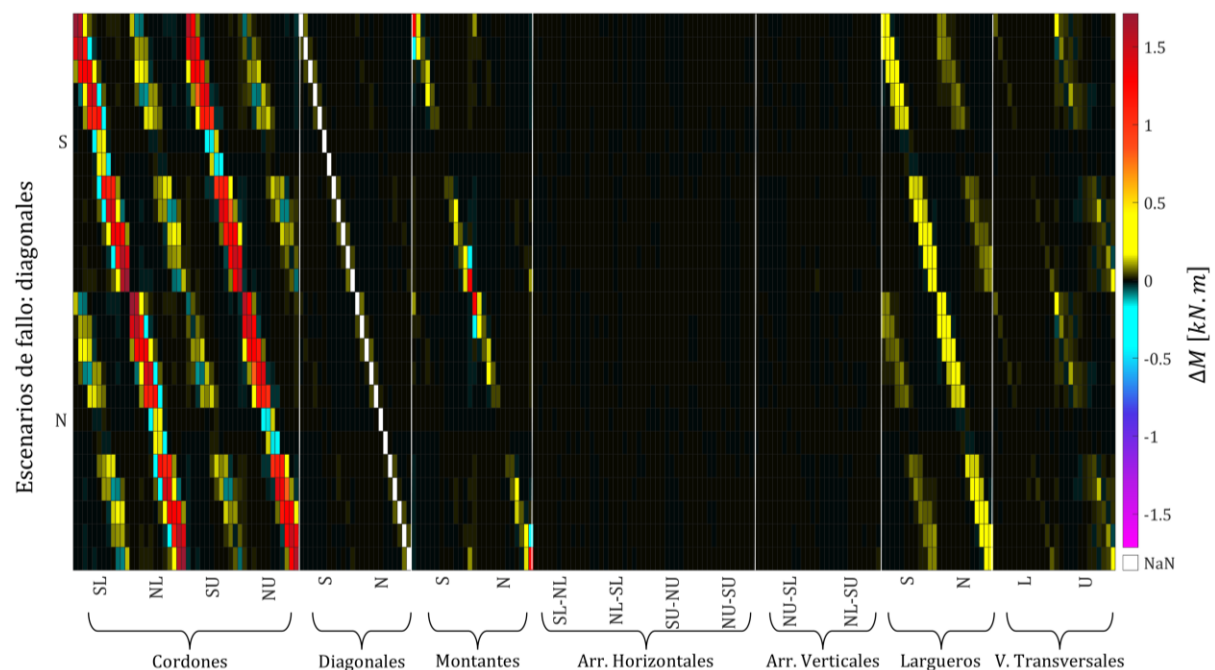


Fig. 4.67 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, correspondientes a los escenarios de fallo de las 24 diagonales, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación de la diagonal eliminada, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa el efecto del momento flector en cada escenario de fallo.

Las variaciones en las fuerzas axiales se presentan en la Fig. 4.68. Ante la pérdida de diferentes diagonales, los arriostramientos horizontales presentan variaciones con patrones alternados de carga y descarga en función de la orientación y del plano de los elementos, los cuales presentan una perturbación en la zona afectada. Este comportamiento es característico de fenómenos de torsión que actúan en sentidos opuestos a ambos lados de la pérdida de la diagonal.

La respuesta de las diagonales en términos de fuerzas axiales puede analizarse en dos grupos: (1) las diagonales adyacentes a la diagonal eliminada presentan incrementos considerables en sus fuerzas axiales; y (2) fuera de la zona crítica, pero dentro de la celosía afectada, las diagonales ubicadas en la mitad del vano comprometido presentan una disminución de sus fuerzas axiales, mientras que sus diagonales simétricamente opuestas experimentan incrementos, reflejando un patrón alternado de redistribución de fuerzas axiales dentro de la celosía afectada. Cabe destacar que, en la celosía sin daños, estos incrementos se manifiestan con signo opuesto a los observados en la celosía afectada.

El comportamiento de los montantes es análogo al de las diagonales: los montantes adyacentes a la diagonal eliminada presentan incrementos considerables en sus fuerzas axiales, observándose incrementos de signo opuesto entre las verticales homólogas de ambas celosías.

El incremento de las fuerzas axiales en los cordones es consistente con el mecanismo de torsión global previamente descrito para montantes y diagonales. Los incrementos más significativos se concentran en los cordones adyacentes a la diagonal eliminada. En los cordones más alejados de la zona afectada, se observa que, en los cordones inferiores, los incrementos de fuerza axial se dirigen hacia el apoyo más cercano, mientras que hacia el apoyo más lejano la fuerza axial disminuye. En cambio, el cordón superior de la celosía afectada presenta un comportamiento opuesto. De manera análoga, en ambos cordones del lado no dañado, este patrón se invierte respecto al lado afectado.

En vigas transversales y arriostramientos verticales, la pérdida de la diagonal activa un mecanismo de transferencia de carga hacia la zona circundante, en el cual las vigas transversales experimentan incrementos axiales muy localizados y los arriostramientos verticales presentan incrementos más pronunciados, activándose principalmente entre el panel afectado y el apoyo más cercano. Este comportamiento, junto con la respuesta de cordones y diagonales, confirma la activación de los mecanismos de resistencia de distorsión transversal.

Finalmente, los incrementos en las reacciones de los apoyos confirman la activación del mecanismo de resistencia torsional. Este fenómeno se manifiesta mediante sentidos de giro opuestos a cada lado de la zona afectada (Fig. 4.69), con variaciones adicionales en función de la orientación de la diagonal eliminada (lado Este u Oeste).

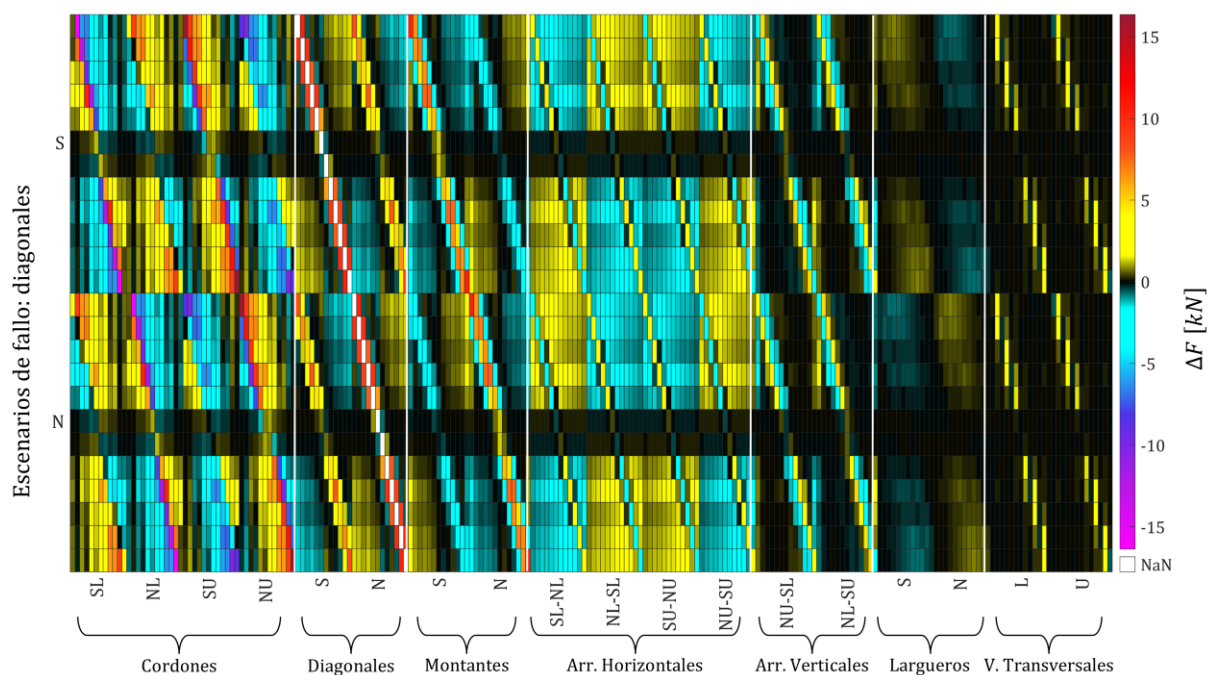


Fig. 4.68 Diferencias en las fuerzas axiales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de las 24 diagonales, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación de la diagonal eliminada, mientras que el eje horizontal muestra los elementos estructurales para los cuales se evalúa la fuerza axial en cada escenario de fallo.

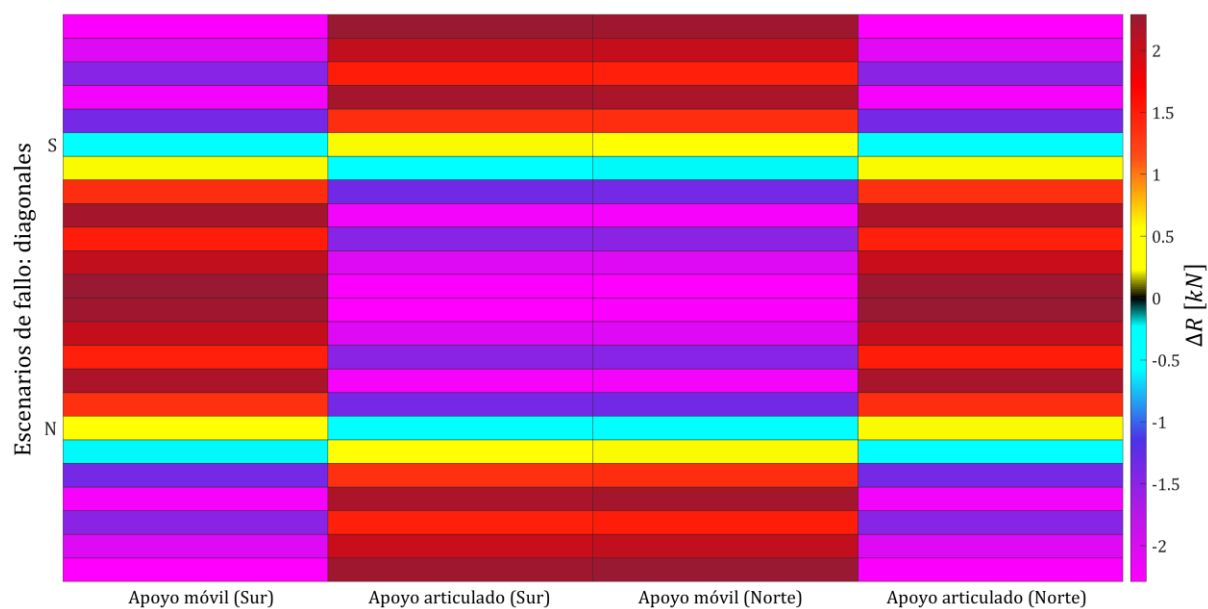


Fig. 4.69 Cambios en las reacciones verticales, en kN, correspondientes a los escenarios de fallo de las 24 diagonales, entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical representa la ubicación de la diagonal eliminada, mientras que el eje horizontal muestra el apoyo para el cual se evalúa la reacción vertical en cada uno de los escenarios de fallo.

4.3.6 Otros escenarios de fallo

La respuesta estructural del puente ante los escenarios de fallo que involucran la pérdida de largueros, vigas transversales y sistemas de arriostramiento es menos significativa en términos de variaciones en momentos flectores, fuerzas axiales, desplazamientos y reacciones verticales. Por esta razón, los resultados se presentan de manera conjunta y se hace énfasis en las particularidades que permiten caracterizar la activación de ALPs para cada grupo de escenarios.

En lo que respecta a los desplazamientos verticales, tras la retirada de cualquiera de estos elementos, la variación en los desplazamientos verticales es inferior a 0.1 mm, salvo para la eliminación de los largueros, en el que se obtuvieron diferencias de 0.2 mm. Estos valores tan pequeños confirman la poca afección que estos escenarios de fallo han tenido en la respuesta del puente. En el caso de los largueros, la afectación ha sido mayor dada la pérdida de sección resistente que tiene el puente en el sistema de tablero, a la altura de los cordones superiores.

Al fijar la atención sobre los incrementos en los momentos flectores, el análisis refleja incrementos muy localizados. Los resultados mostrados en la Fig. 4.70, Fig. 4.71, Fig. 4.72 y Fig. 4.73 muestran claramente este efecto, además de presentar valores cuantitativos muy bajos, siempre inferiores a 0.15 kN·m, claramente de un orden de magnitud inferior a los registrados en otros escenarios de daño. Sin embargo, conviene señalar que, para los escenarios de fallo que involucran a los largueros y a las vigas transversales, se presentan los mayores incrementos de momentos flectores entre el grupo de “otros escenarios de fallo”. Los largueros y las vigas transversales son los elementos que componen el sistema de tablero, esto es, el sistema que transmite las cargas operacionales a las celosías principales. Por esta razón, la eliminación de cualquiera de sus elementos involucra un cambio en la manera en que estas cargas se transfieren y la redistribución depende únicamente de la capacidad a flexión de estos elementos, caso en el cual se activa el mecanismo de transferencia de cargas por flexión uniaxial sobre elementos perdidos.

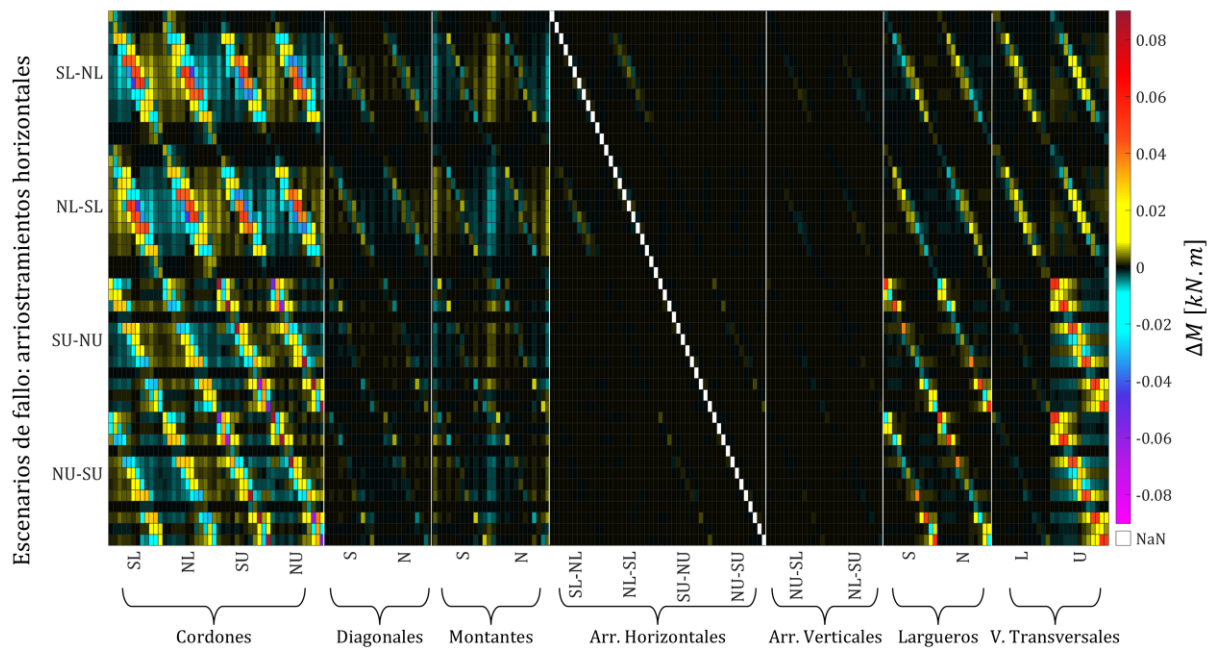


Fig. 4.70 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, para los 48 escenarios de fallo de arriostramientos horizontales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del arriostramiento horizontal eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto del momento flector para cada escenario de fallo.

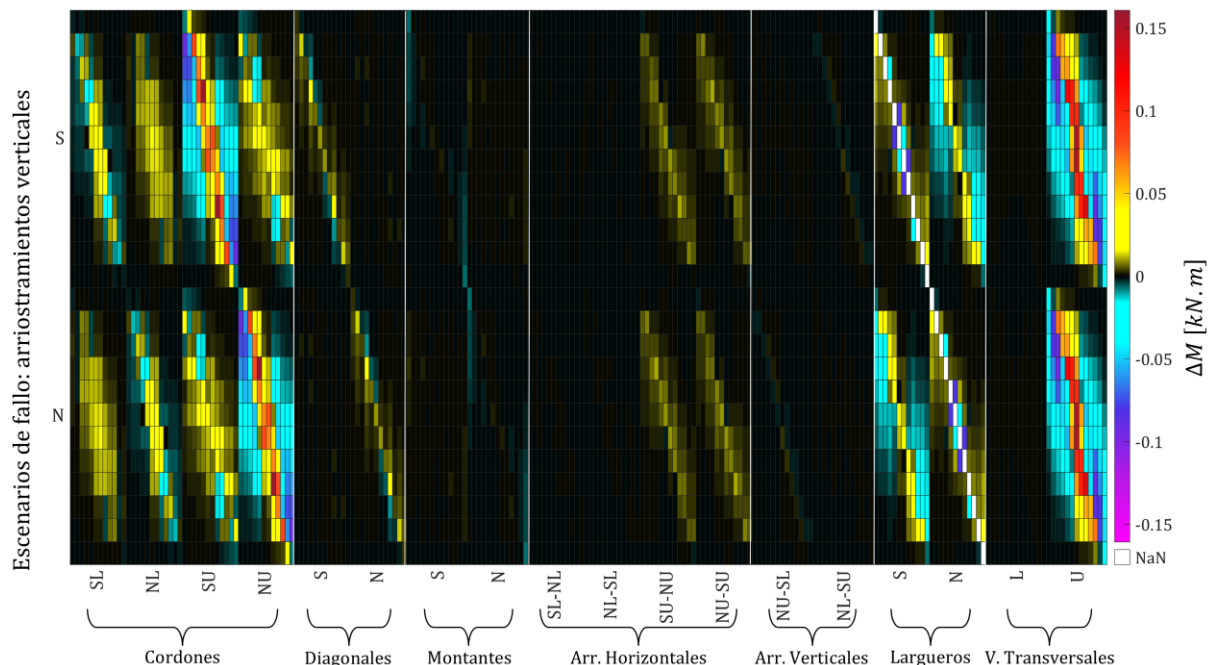


Fig. 4.71 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, para los 26 escenarios de fallo de arriostramientos verticales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del arriostramiento vertical eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto del momento flector para cada escenario de fallo.

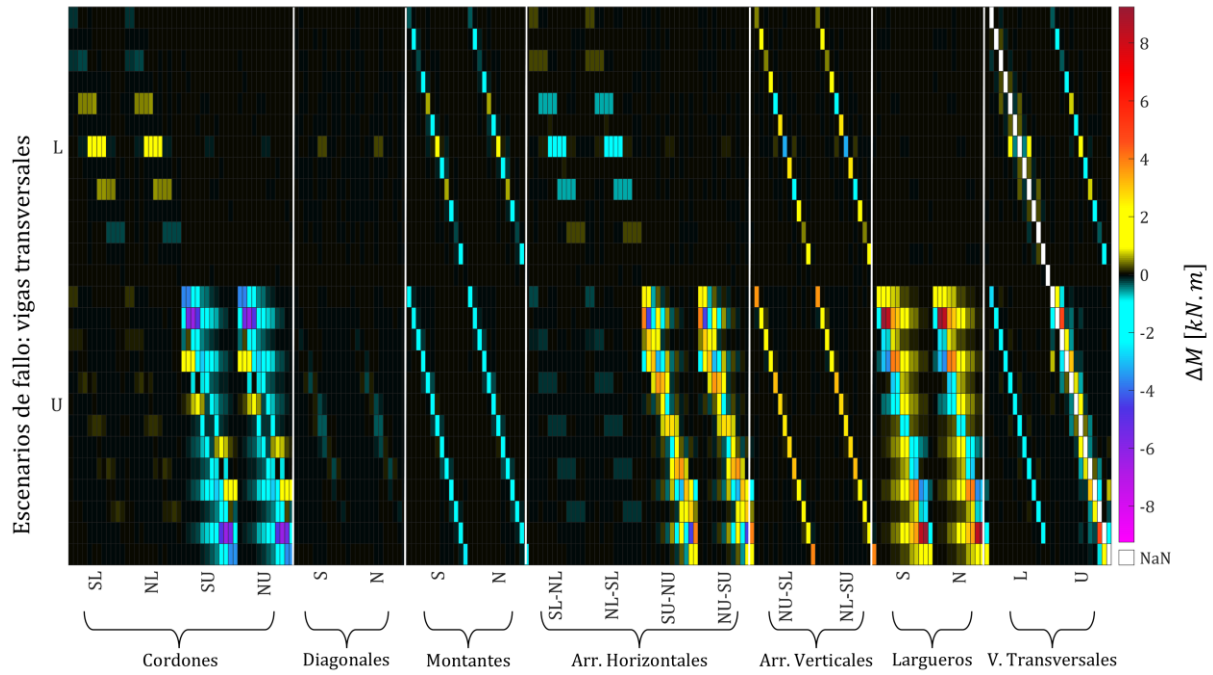


Fig. 4.72 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, para los 26 escenarios de fallo de vigas transversales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación de la viga transversal eliminada, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto del momento flector para cada escenario de fallo.

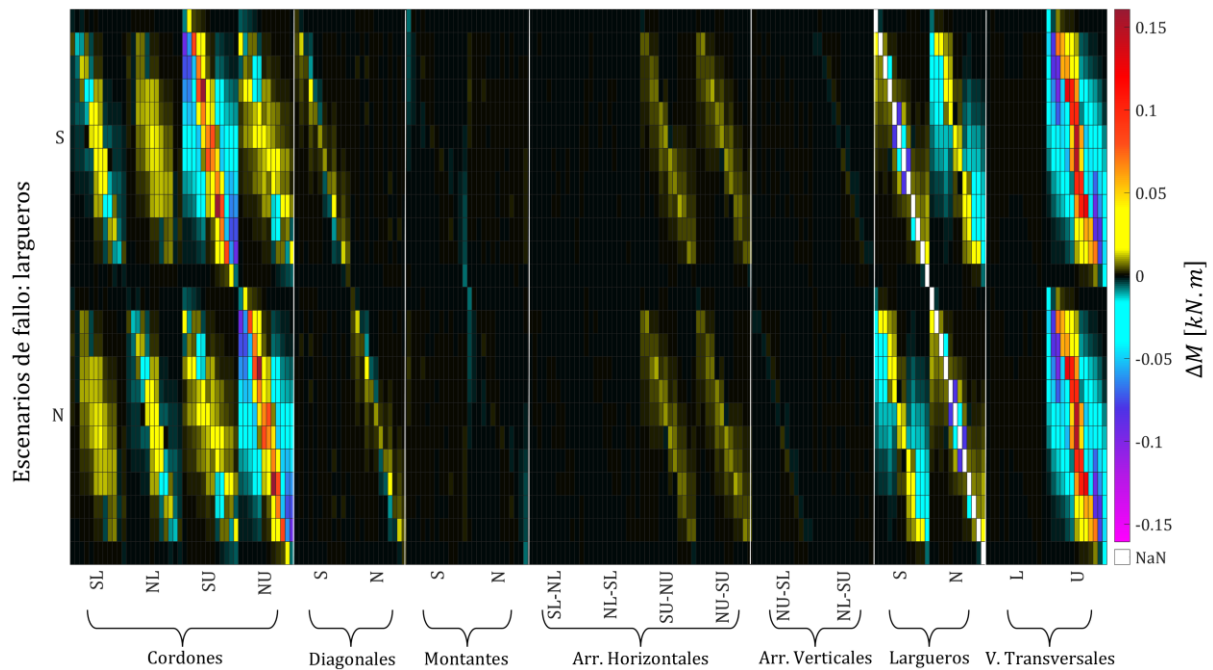


Fig. 4.73 Cambios en los momentos flectores, en kN.m, para los 24 escenarios de fallo de largueros entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del larguero eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto del momento flector para cada escenario de fallo.

En contraposición, son las variaciones en las cargas axiales que permiten caracterizar los ALPs asociados a cada grupo de escenarios de fallo: (1) la pérdida del sistema de arriostramiento horizontal produce incrementos en las fuerzas axiales de los cordones más cercanos (Fig. 4.74) ya que, ante cargas verticales, su mayor aporte está principalmente restringido a aportar área a nivel del cordón para resistir la flexión global; (2) la pérdida de los arriostramientos verticales solo provoca incrementos muy localizados en elementos adyacentes de su mismo tipo (Fig. 4.75) (arriostramientos verticales); (3) la eliminación de las vigas transversales inferiores tienen efectos despreciables en el resto de la estructura, sin embargo, el fallo de una viga transversal superior tiene un efecto más acusado en los elementos de la parte superior del puente (cordones, arriostramientos horizontales superiores, largueros y otras vigas transversales), debido a que su pérdida elimina área resistente del sistema estructural del puente en su parte superior. Esto provoca que el resto de los elementos en esta posición superior del puente deban asumir mayores fuerzas axiales (Fig. 4.76); (4) la eliminación de los largueros, de nuevo, afecta la cantidad de elementos resistentes que hay en la parte superior del puente, provocando incrementos en las fuerzas axiales de los elementos vecinos (Fig. 4.77).

Tras la retirada de cualquiera de estos elementos, el cambio en las reacciones ha sido irrelevante, con valores obtenidos siempre inferiores a los 0.4 kN. Estos valores tan pequeños confirman la poca afección que estos escenarios de fallo han tenido en la respuesta global del puente.

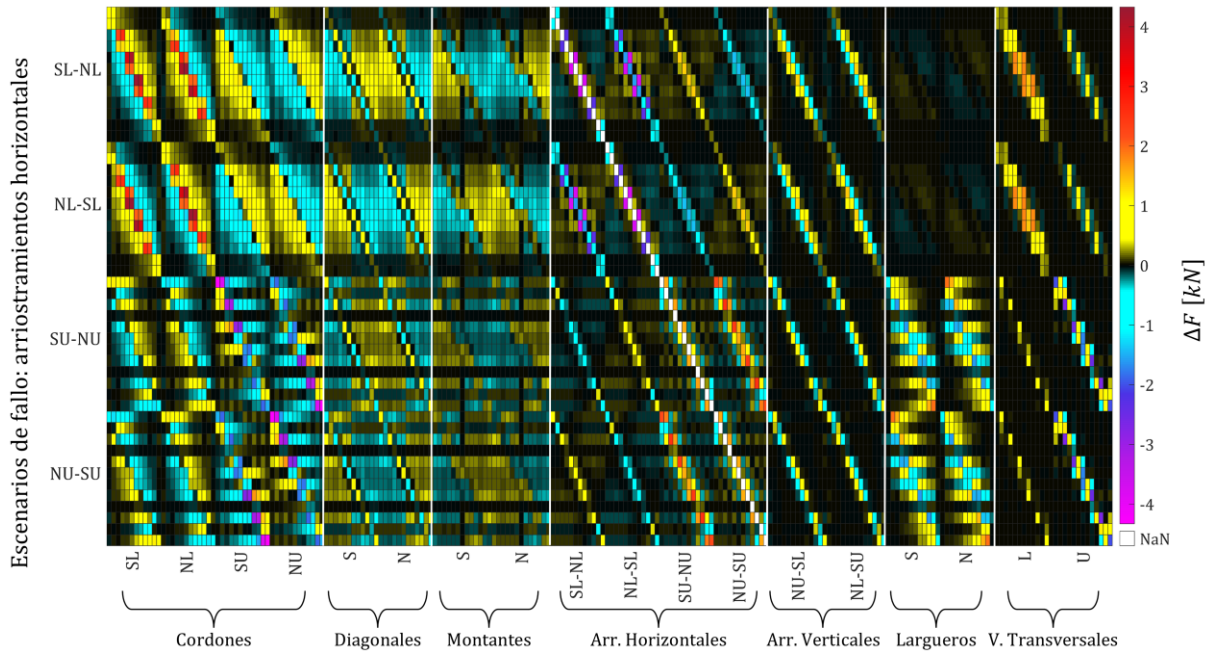


Fig. 4.74 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, para los 48 escenarios de fallo de arriostramientos horizontales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del arriostramiento horizontal eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto de la fuerza axial para cada escenario de fallo.

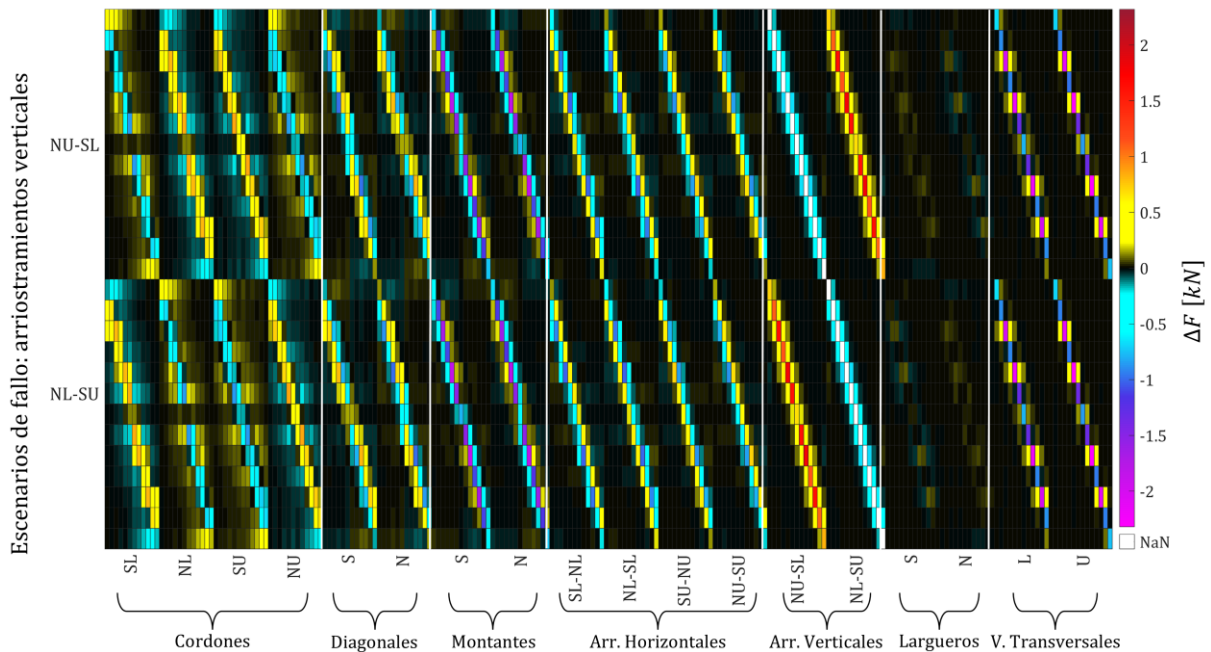


Fig. 4.75 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, para los 26 escenarios de fallo de arriostramientos verticales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del arriostramiento vertical eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto de la fuerza axial para cada escenario de fallo.

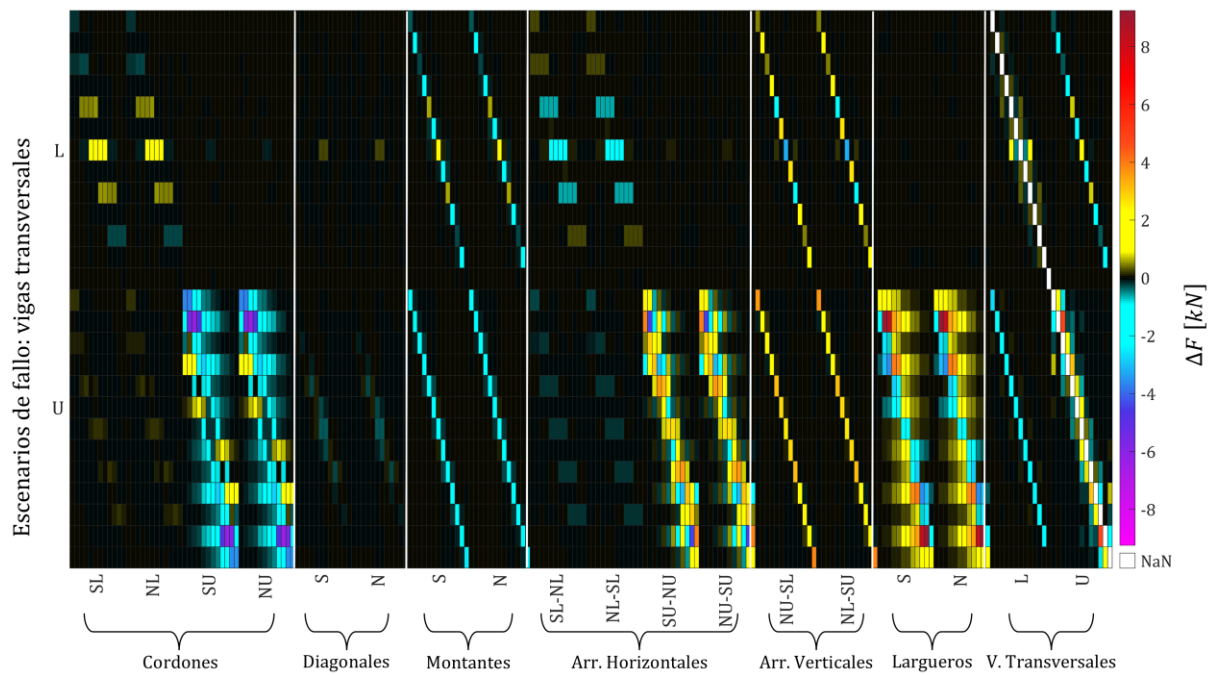


Fig. 4.76 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, para los 26 escenarios de fallo de vigas transversales entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación de la viga transversal eliminada, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto de la fuerza axial para cada escenario de fallo.

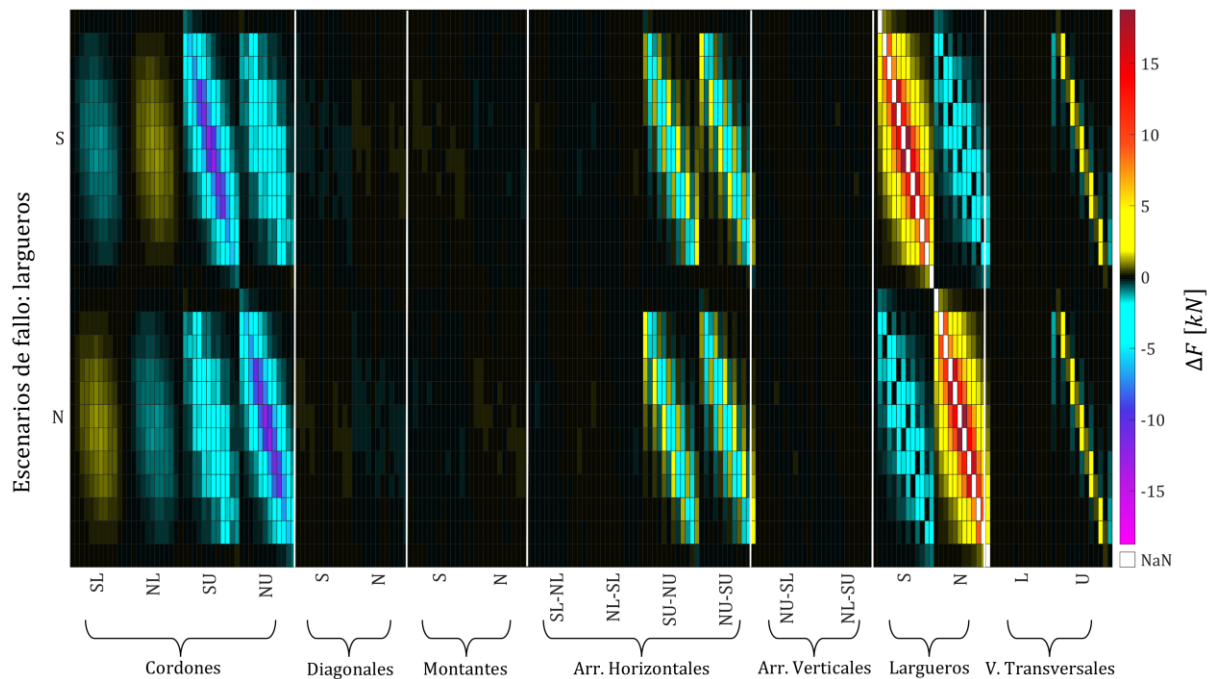


Fig. 4.77 Cambios en las fuerzas axiales, en kN, para los 24 escenarios de fallo de largueros entre los estados con daños y sin daños. El eje vertical indica la ubicación del larguero eliminado, mientras que el eje horizontal representa los elementos en los que se evalúa el efecto de la fuerza axial para cada escenario de fallo.

4.4 Evolución de los mecanismos resistentes latentes

El capítulo de resultados culmina con la evaluación de la capacidad residual del puente y de la persistencia de los ALPs identificados bajo estados de carga más exigentes. Al final de la campaña experimental se partió del escenario de fallo correspondiente a la eliminación de una diagonal y se aplicó una carga incremental hasta alcanzar el fallo global del sistema.

4.4.1 Comportamiento general durante el incremento gradual de cargas

En la Fig. 4.79 se muestran los desplazamientos verticales en el centro del vano para los lados sur y norte en función del factor de carga, definido como la relación entre la carga aplicada y la carga operacional. En la curva pueden distinguirse tres fases claramente diferenciadas: una primera fase correspondiente al rango lineal, en la que la respuesta de la estructura es coherente con la activación de los ALPs asociados al fallo de la diagonal; una segunda fase en la que se inicia la plastificación de diversos elementos y el puente alcanza su capacidad resistente máxima; y finalmente una tercera fase caracterizada por la aparición sucesiva de pandeos en elementos solicitados a compresión, lo que provoca una reducción significativa y progresiva de la capacidad resistente y conduce al régimen de grandes deformaciones y rotaciones.

Para analizar con mayor detalle esta evolución bajo carga incremental se realizó un seguimiento cronológico basado en las curvas carga–desplazamiento y en los registros en vídeo obtenidos durante el ensayo. El comportamiento del puente comienza a modificarse en proximidades de la carga pico cuando el montante suroeste adyacente al montante central experimenta pandeo y la respuesta global entra en una meseta asociada a la plastificación. Posteriormente se alcanza la carga máxima, tras la cual se desencadena una serie de pandeos en arriostramientos verticales y montantes que, en diferentes etapas, reducen de manera significativa y abrupta la capacidad resistente del puente. Durante esta fase pandeo la mayoría de los elementos del arriostramiento vertical y de los montantes en los paneles centrales, y la estructura entra progresivamente en un régimen de grandes deformaciones y giros en los cordones (Fig. 4.78). Fotografías del estado alcanzado por el puente se presentan en la Fig. 4.79.

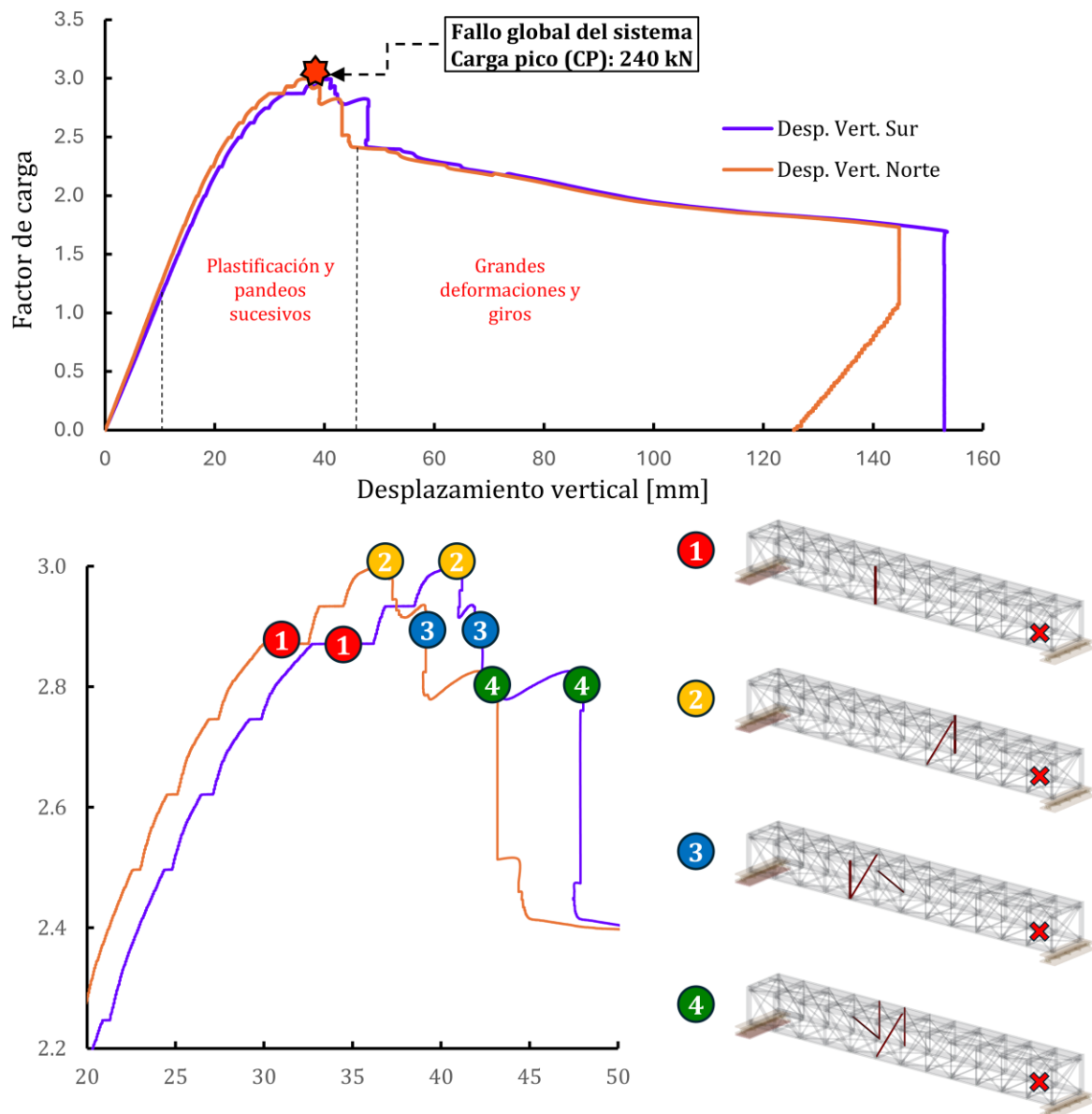


Fig. 4.78 Desplazamientos verticales en función de la carga y secuencia de pandeos durante el ensayo de carga incremental. Los desplazamientos corresponden a los registros de los sensores situados en el centro del vano en ambas celosías. Los eventos de pandeo se indican mediante numeración según su orden de aparición, verificado a partir del registro en vídeo del ensayo.

El fallo global del sistema se define a partir del punto correspondiente a la carga pico, dado que inmediatamente después se observa una caída pronunciada en la capacidad resistente acompañada de deformaciones considerables que dejan la estructura fuera de servicio, situación que puede asimilarse al colapso total o parcial del puente desde el punto de vista funcional. En este contexto, resulta especialmente relevante el nivel de carga alcanzado,

ya que incluso con la pérdida de una de sus diagonales se registró una carga pico de 240 kN, equivalente a un factor de carga igual a tres respecto a la carga operacional, lo que constituye evidencia experimental de la capacidad residual del sistema y de la robustez estructural del puente frente a la pérdida de un elemento principal.

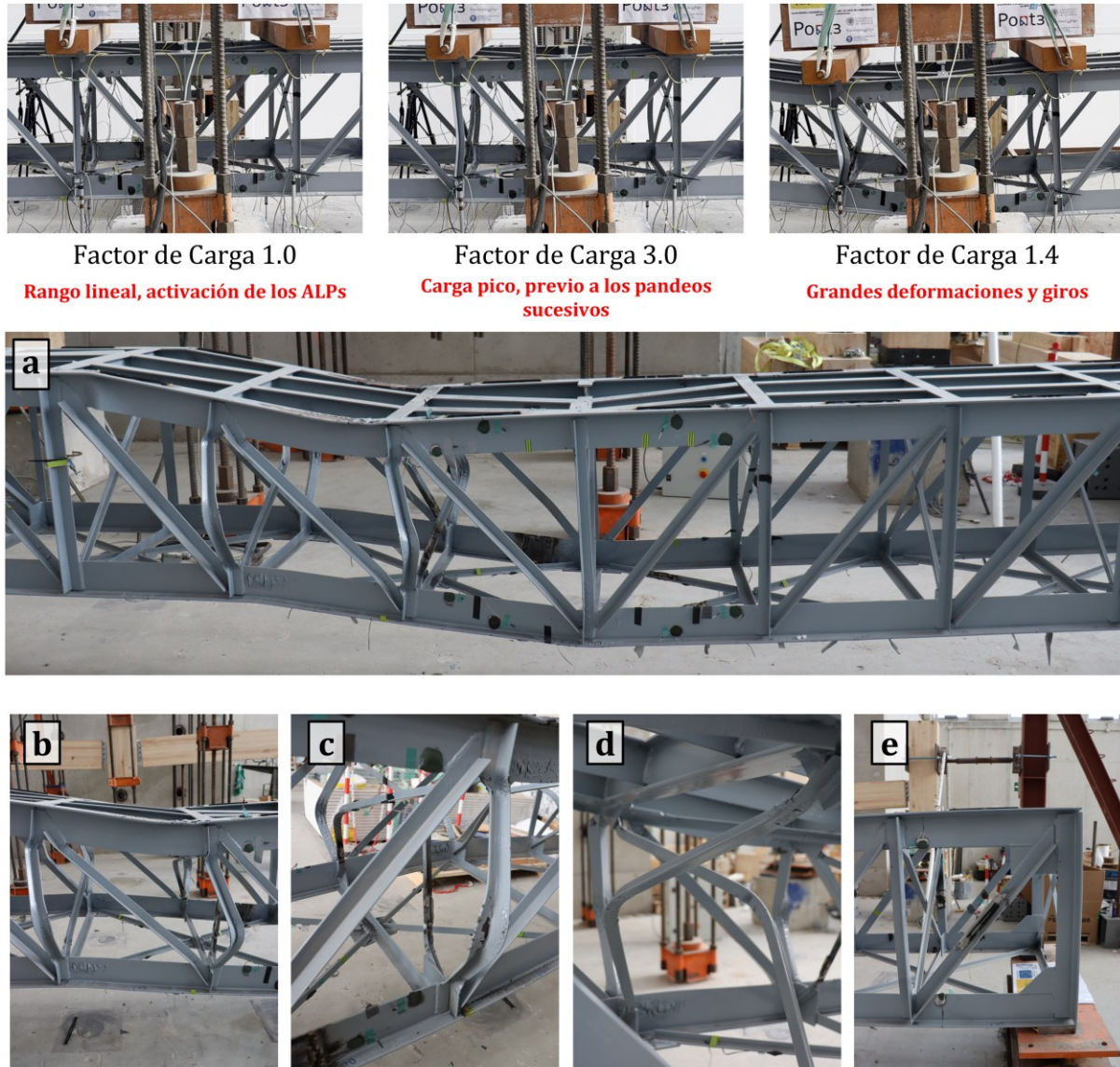


Fig. 4.79 Evolución de la deformación del puente en función del factor de carga y detalles de los modos de fallo observados: (a) vista general; (b) deformación y giro de los cordones; (c) pandeo de un montante; (d) pandeo de arriostramientos verticales; (e) panel asociado al fallo inicial (diagonal).

4.4.2 Efecto del escenario de fallo ante cargas incrementales

Para complementar el análisis realizado a partir de las curvas carga–desplazamiento, se empleó la relación entre las deformaciones unitarias registradas y la deformación correspondiente al inicio de plastificación. Sin embargo, dado que en este caso no se dispone de una configuración de referencia sin daño para el ensayo de carga incremental, se evaluó la diferencia entre las deformaciones del puente dañado bajo distintos niveles de carga incremental y las deformaciones registradas para el mismo estado dañado a una carga de 80 kN, de acuerdo con lo definido en la Ec. 4.15.

$$\frac{\Delta \varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\varepsilon_{D,P} - \varepsilon_{D,80}}{\varepsilon_y} \quad \text{Ec. 4.15}$$

En donde $\varepsilon_{D,P}$ corresponde a la deformación unitaria registrada por el sensor para un nivel de carga de referencia superior al operacional, $\varepsilon_{D,80}$ a la deformación unitaria registrada por el sensor bajo la carga operacional de 80 kN y ε_y a la deformación unitaria asociada al inicio de plastificación del material. Es importante señalar que las cargas de referencia consideradas corresponden a 100, 120, 140, 160, 180, 200 y 220 kN, así como a los estados denominados CP y CC, que representan respectivamente la carga pico y la fase posterior de caída de carga en torno a 160 kN, una vez superada la etapa de pandeos sucesivos.

La respuesta en términos de la relación $(\Delta \varepsilon / \varepsilon_y)$ para diagonales y montantes entre el puente dañado bajo diferentes niveles de carga y el mismo estado bajo cargas operacionales se presenta en las Fig. 4.80 y Fig. 4.81. Como puede observarse, tanto las diagonales como los montantes presentan incrementos estables en las fuerzas internas de tracción y compresión, lo cual se evidencia en la evolución gradual de la escala de colores, desde el amarillo hasta el anaranjado en las diagonales (tracción) y del cian al azul oscuro en los montantes (compresión), confirmando que los ALPs permanecen activos para niveles de carga superiores a los operacionales y que la respuesta sigue siendo gobernada por los mecanismos de resistencia latentes identificados

Conviene también resaltar que las relaciones $(\Delta \varepsilon / \varepsilon_y)$ obtenidas en el montante externo donde se ubica el sensor 42 son las únicas que presentan signo positivo y, como se observó

en el apartado 4.2.2, se asocian a la aparición de momentos como resultado del desarrollo del mecanismo de resistencia por distorsión flexional en el plano. La evolución de este indicador es positiva y creciente, lo que evidencia que la activación de este ALP no solo se mantiene, sino que se amplifica para niveles de carga de hasta 200 kN.

Sin embargo, una vez superada la carga pico, la estabilidad de la respuesta se pierde como consecuencia de los pandeos sucesivos. La degradación progresiva de la rigidez resultante desencadena una redistribución adicional de cargas que caracteriza la fase final del comportamiento estructural.

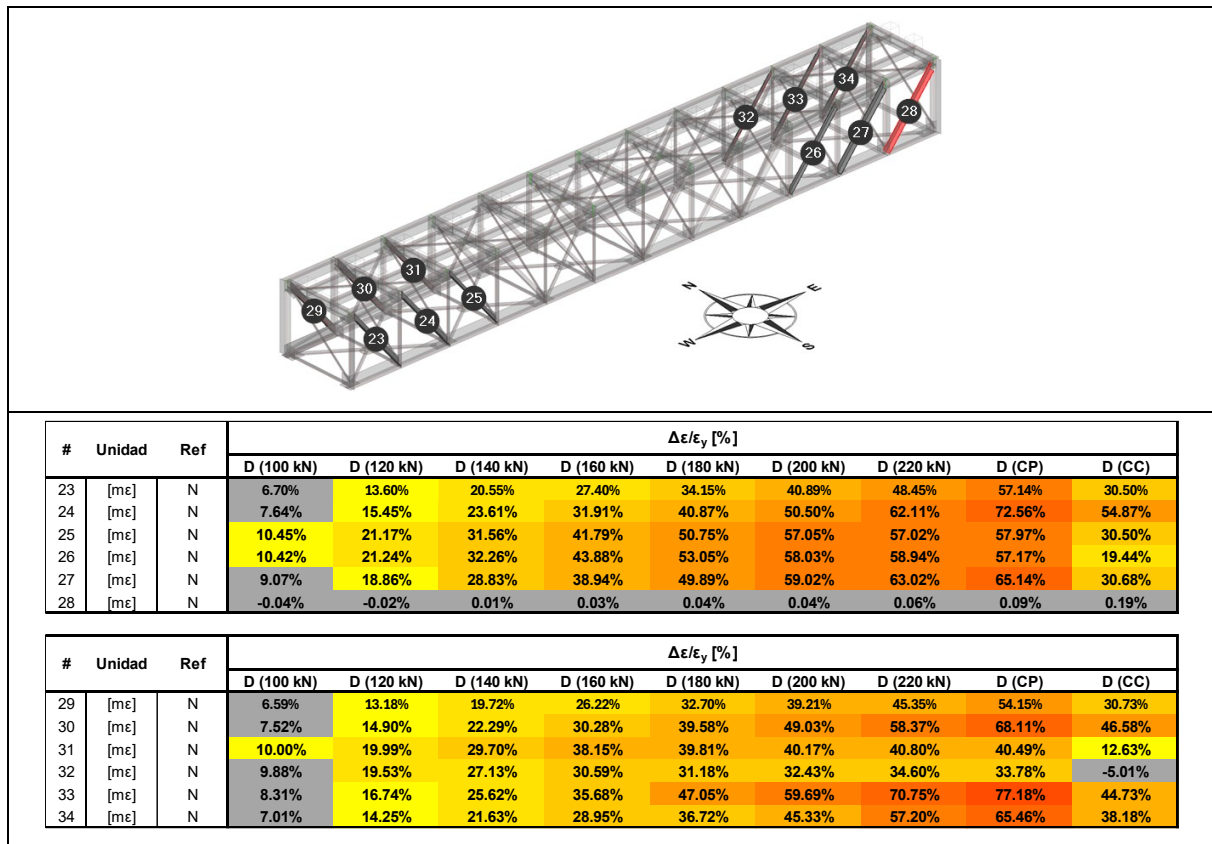


Fig. 4.80 Relación entre la deformación unitaria de las diagonales monitorizadas del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal.

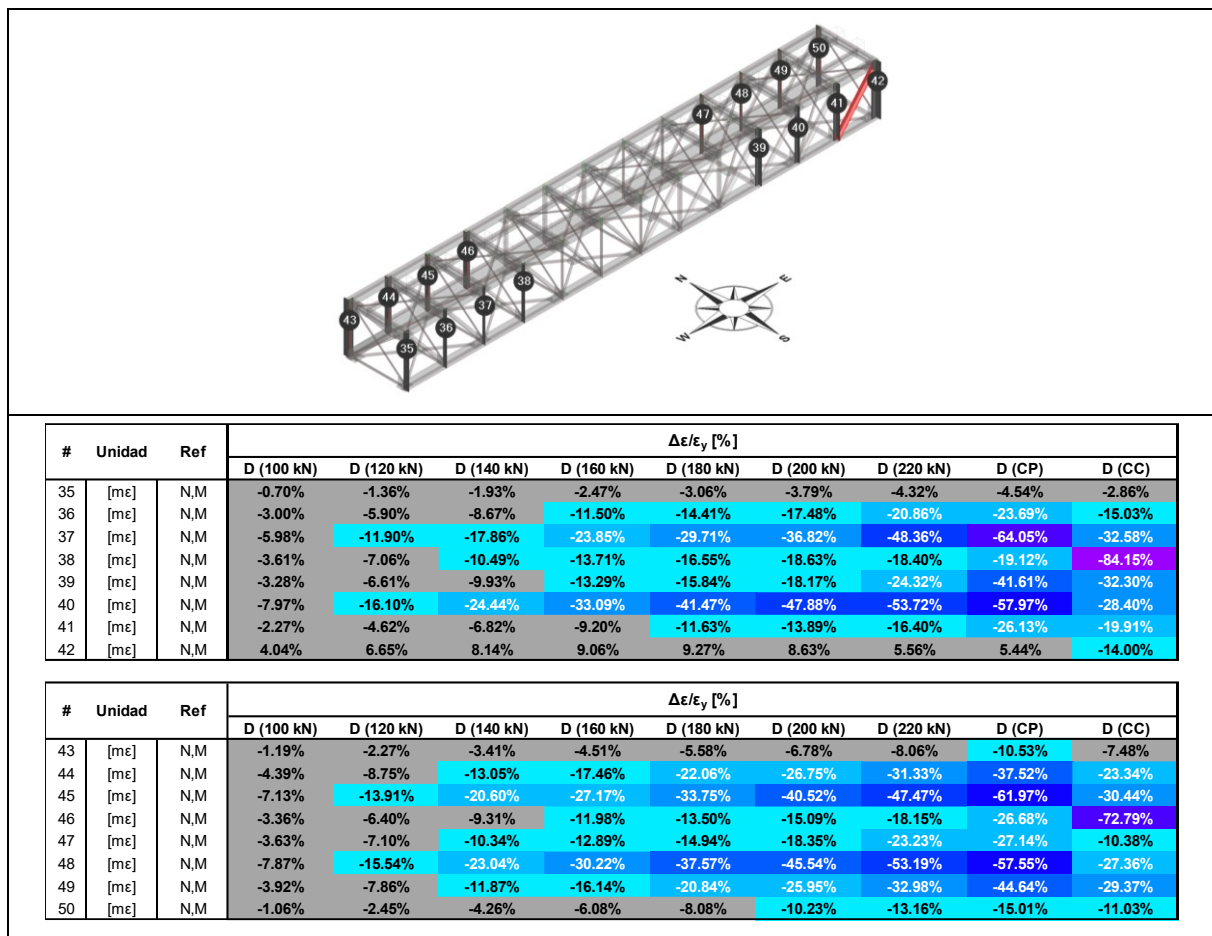


Fig. 4.81 Relación entre la deformación unitaria de los montantes monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal.

En los arriostramientos horizontales, para niveles de carga superiores a los operacionales, los arriostramientos presentan incrementos estables en sus relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ (Fig. 4.82). Sin embargo, después de los 220 kN el crecimiento gradual de dicha relación se interrumpe y los elementos comienzan a mostrar una respuesta no uniforme. El elemento donde se encuentra el sensor 53 exhibe una descarga posterior a los 220 kN, mientras que aquel donde se encuentra el sensor 54 presenta un incremento considerable en su relación $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$, asociado a un aumento de las fuerzas de tracción.

En la carga pico, el elemento con el sensor 54 ya ha plastificado y el elemento con el sensor 53 retoma el proceso de carga. Al relacionar este comportamiento con el suceso registrado en video, el fenómeno observado corresponde al pandeo del montante conectado al arriostramiento instrumentado con el sensor 51. En este punto, los elementos a través de

los cuales se desarrollaba el mecanismo de resistencia a torsión global evidencian la activación de un nuevo ALP producto del pandeo y la consecuente redistribución de cargas.

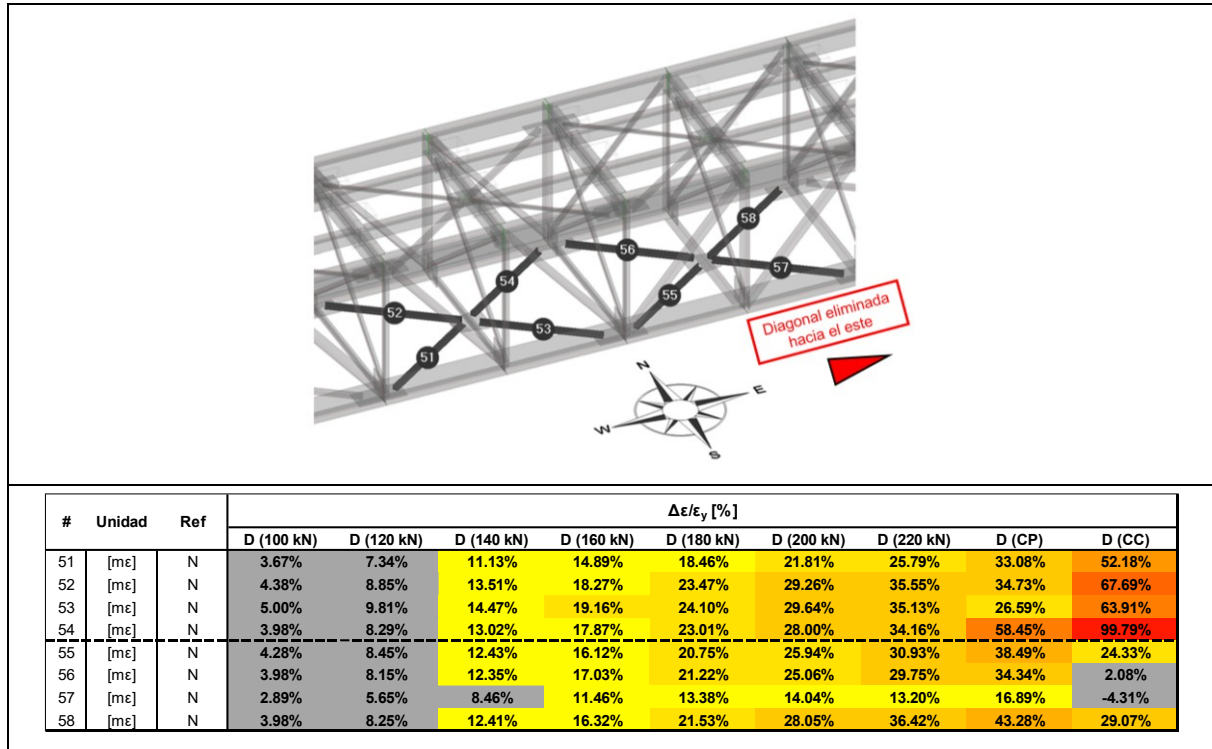


Fig. 4.82 Relación entre la deformación unitaria de los arriostramientos horizontales monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal.

La Fig. 4.83 muestra las relaciones de deformación en los arriostramientos verticales para diferentes niveles de carga. En estos elementos es posible observar cómo, al incrementar la carga, se manifiesta el desarrollo del mecanismo de resistencia a torsión global y de distorsión transversal. Las fuerzas internas que describen el ALP presentan variaciones graduales y homogéneas con el incremento de la carga en los elementos que conforman dicho mecanismo, hasta la aparición de los pandeos sucesivos. En este sentido, los elementos con la misma orientación exhiben relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ con un patrón de comportamiento similar (sensor 60 con 62 y sensor 59 con 61). Sin embargo, antes de alcanzar la carga pico, la deformación unitaria registrada por los sensores es muy cercana a la de plastificación y resulta consistente con el pandeo de los elementos comentado al inicio de este capítulo.

De esta manera, el desarrollo de los mecanismos resistentes latentes se mantiene para cargas muy superiores a las operacionales. En este intervalo, los elementos que componen el sistema de arriostramiento vertical sirven como puente para la redistribución de cargas entre celosías y como control de la torsión global que exhibe la estructura, condición que se ve modificada con la ocurrencia de los pandeos sucesivos.

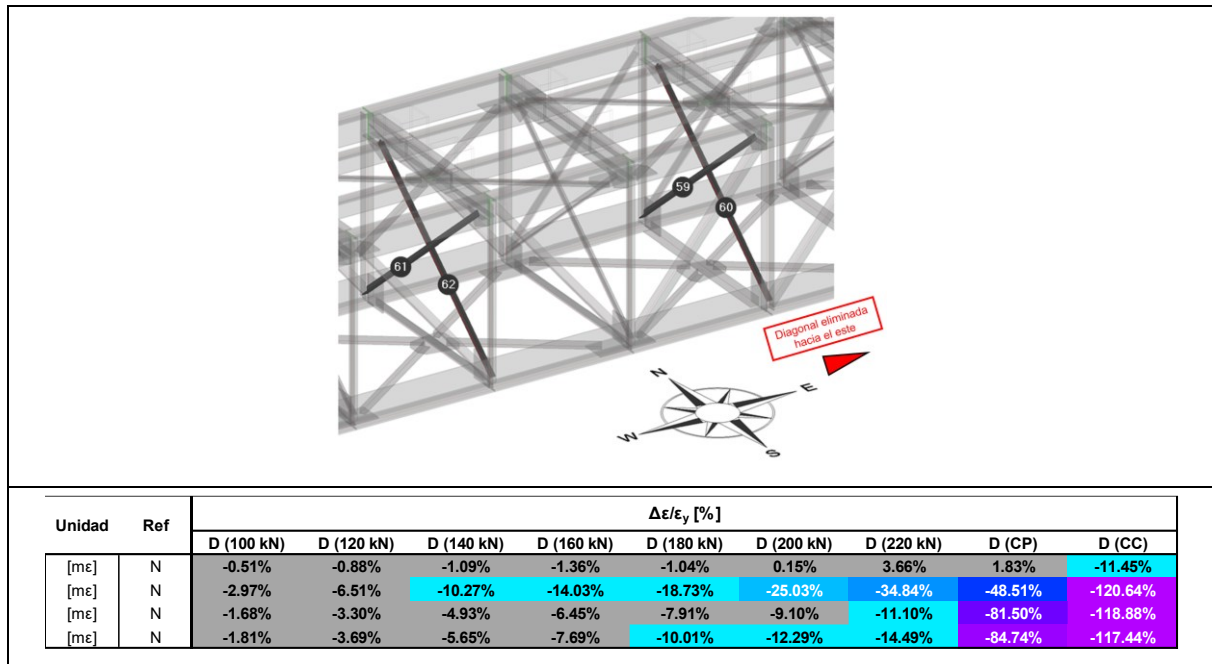


Fig. 4.83 Relación entre la deformación unitaria de los arriostramientos verticales monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal.

Las relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ asociadas a fuerzas axiales en los cordones ubicados en el centro de la celosía, indican que a medida que aumenta la carga externa, las deformaciones unitarias y, por ende, las fuerzas axiales de compresión en los cordones superiores y de tracción en los cordones inferiores aumentan gradualmente con respecto al estado del puente con daños bajo cargas operacionales (Fig. 4.84). Si bien los cordones no constituyen los elementos más relevantes en el proceso de redistribución de cargas previamente descrito, la evolución de sus deformaciones resulta consistente con la progresiva intensificación del momento global y con la evolución del mecanismo de resistencia a torsión global, por lo que su respuesta constituye evidencia de la evolución del ALP.

Sin embargo, tal como ocurrió para los montantes y diagonales, después de los 220 kN comienza la sucesión de pandeos y, tras la caída en la capacidad resistente, se producen nuevas redistribuciones de cargas que modifican los patrones de comportamiento. Esto se evidencia en las relaciones $(\Delta\varepsilon/\varepsilon_y)$ registradas por los sensores 70 y 71 después de la carga pico.

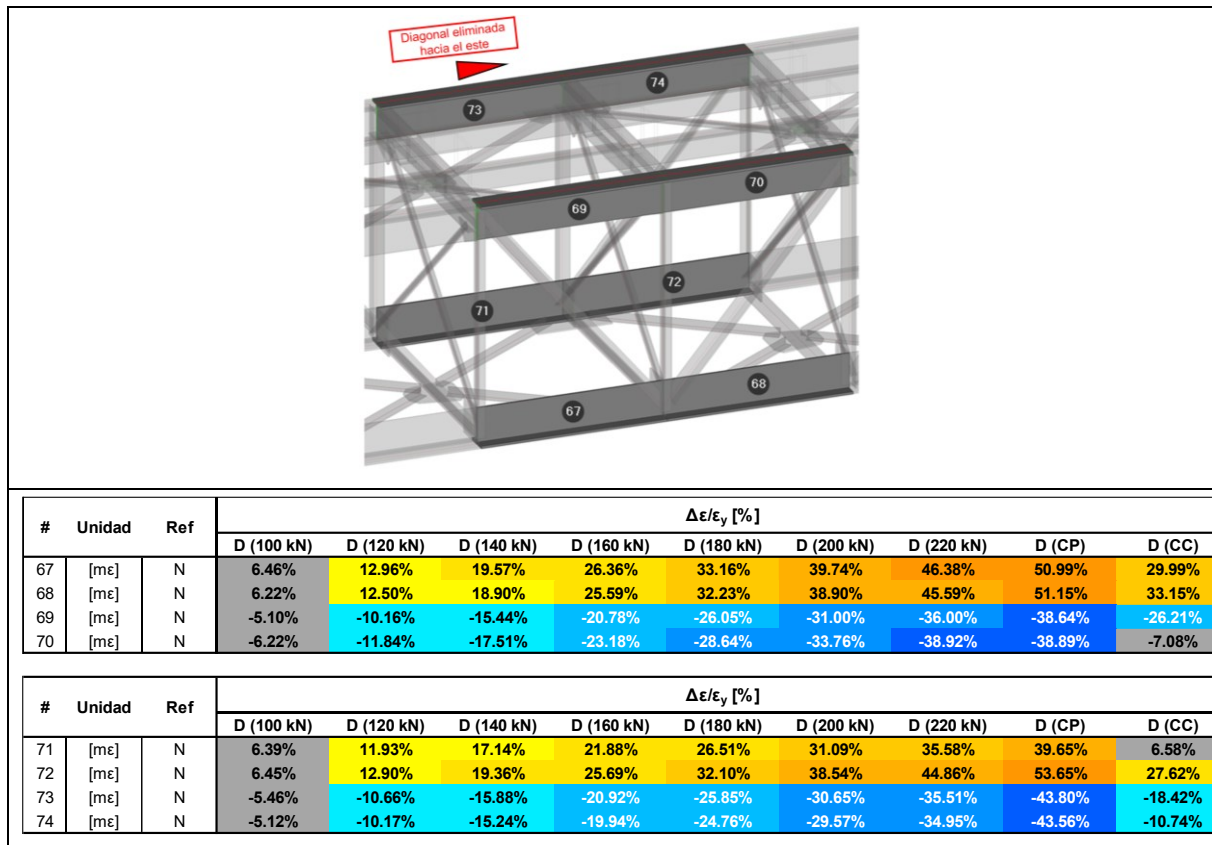


Fig. 4.84 Relación entre la deformación unitaria asociada a las fuerzas axiales en los cordones monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal.

En cuanto a las relaciones de deformación asociadas con la aparición de momentos (Fig. 4.85), se pueden observar varios fenómenos que vale la pena destacar. En proximidad a las conexiones, los cordones centrales, alejados de la zona afectada, exhiben incrementos reducidos en sus relaciones $(\Delta\varepsilon/\varepsilon_y)$ a medida que la carga se incrementa. Sin embargo, después de los 200 kN y casi en concordancia con los eventos de pandeo, estas relaciones comienzan a adquirir valores significativos, indicando que estos cordones empiezan a experimentar momentos flectores considerables.

De hecho, el pandeo de montantes y arriostramientos constituye, en esencia, nuevos escenarios de fallo que inducen nuevas redistribuciones de cargas y la perturbación de los mecanismos resistentes latentes en una estructura ya considerablemente afectada.

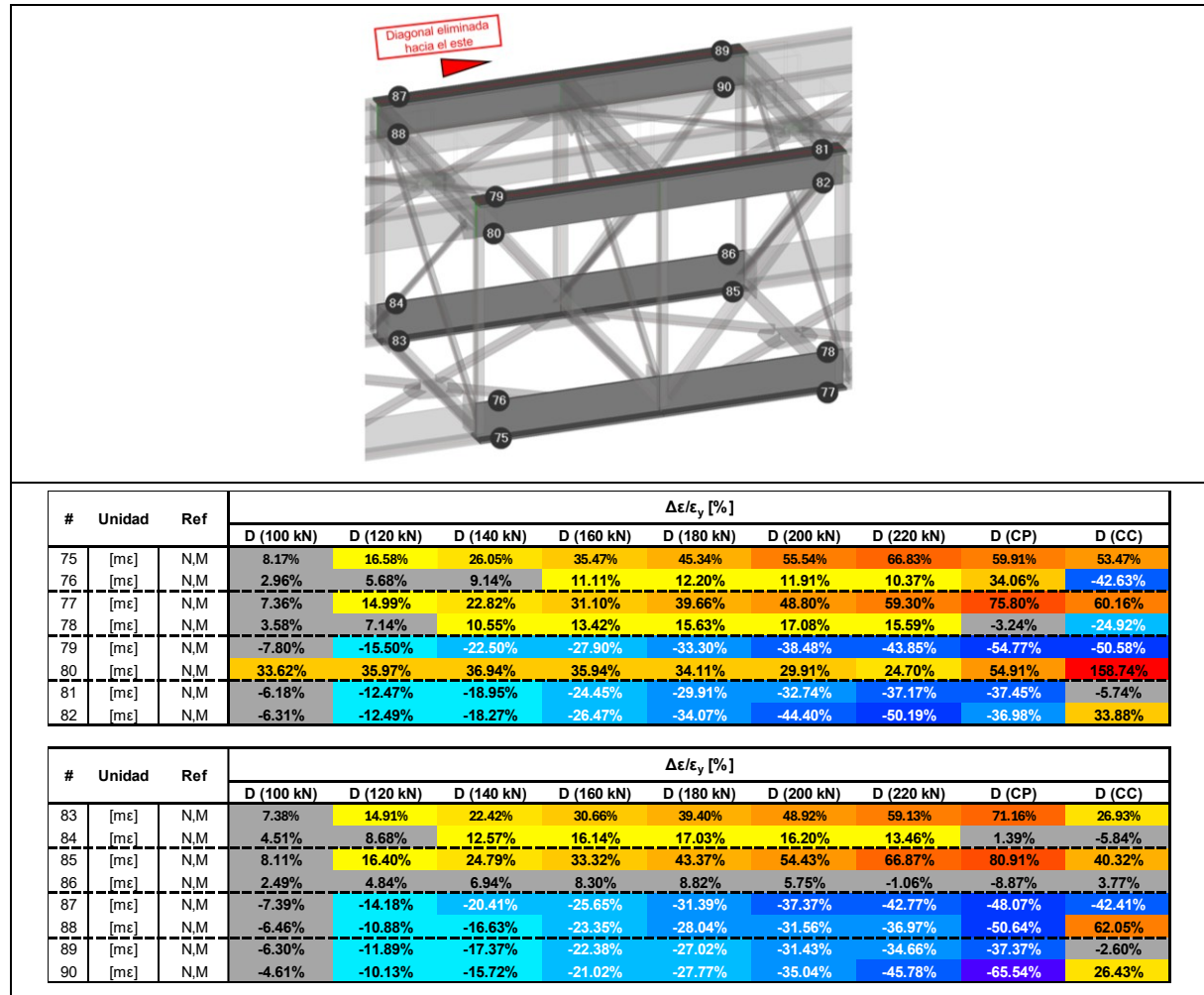


Fig. 4.85 Relación entre la deformación unitaria asociada a los momentos flectores en los cordones monitorizados del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal.

Finalmente, se presentan los resultados para las relaciones $(\Delta\epsilon/\epsilon_y)$ en la Fig. 4.86, correspondientes al panel donde la diagonal fue eliminada. En el apartado 4.2.2 se identificó la aparición de momentos asociados a incrementos en las deformaciones unitarias en montantes y cordones del panel afectado, los cuales se relacionaban con el desarrollo del mecanismo de resistencia de distorsión flexional en el plano. Como se puede observar en la Fig. 4.86, los resultados continúan indicando una intensificación gradual del fenómeno. De nuevo, el patrón se altera después de los 200 kN, cuando los

pandeos en el centro del puente provocan la redistribución de cargas y dan lugar a una reconfiguración de la respuesta estructural.

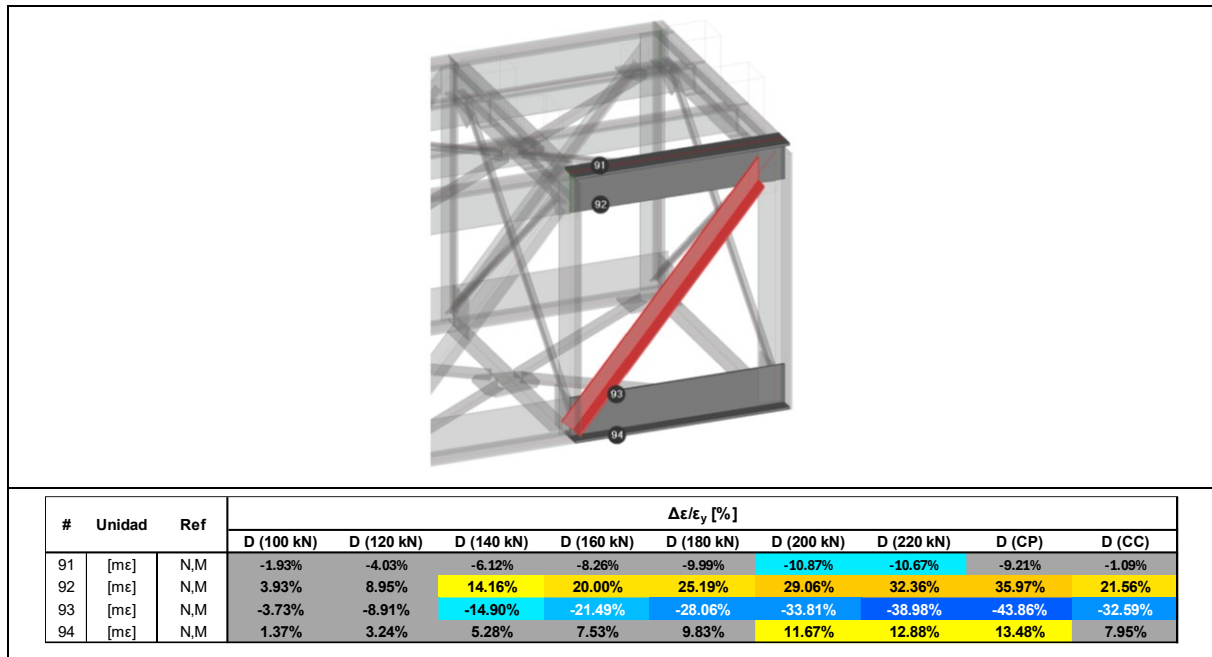


Fig. 4.86 Relación entre la deformación unitaria de los elementos monitorizados en el panel afectado del puente en estado dañado bajo distintos niveles de carga y la correspondiente bajo carga operacional, en el escenario de fallo de la diagonal.

En conclusión, el ensayo experimental con carga incremental, en el que se llevó el modelo hasta el fallo global del sistema, permitió evaluar la capacidad resistente residual del puente en un escenario desfavorable, correspondiente a la falla de una de las diagonales principales. Los resultados muestran que, aun en presencia de daño inicial, la estructura conserva una capacidad resistente aproximadamente tres veces superior a la carga operacional. Este comportamiento pone en evidencia la robustez estructural del sistema y la eficacia de los mecanismos resistentes latentes.

En una primera etapa, la respuesta del sistema continúa gobernada por dichos mecanismos secundarios, los cuales permiten redistribuir las cargas a medida que estas se incrementan. Sin embargo, cuando uno de los componentes de la celosía principal pierde estabilidad por pandeo, se inicia una sucesión de pandeos que conduce al colapso. Durante esta propagación del fallo, los elementos que pandean corresponden principalmente a montantes o arriostramientos verticales transversales.

Aunque esta evolución da lugar a patrones de respuesta estructural complejos, estos pueden interpretarse como superposiciones de los mecanismos resistentes latentes

previamente identificados. En consecuencia, incluso en etapas avanzadas de daño, la respuesta estructural continúa estando gobernada por combinaciones específicas de dichos mecanismos, que se reconfiguran con la propagación del fallo.

Capítulo 5. Conclusiones y futuras líneas de investigación

5.1 Conclusiones

El diseño y construcción de un modelo experimental a gran escala conforme a la teoría de similitud, apoyado en el análisis dimensional y en la evaluación de los efectos de escala, permitió establecer una plataforma representativa de los puentes de celosía metálica, ideal para estudiar la redistribución de cargas después de un fallo, bajo un escenario de carga representativo de una condición desfavorable del puente real, ajustado a la escala experimental.

Por otro lado, la reproducción de escenarios de fallo cuidadosamente seleccionados, asociados a elementos pertenecientes a distintos niveles estructurales y de diferente funcionalidad, junto con la implementación de un extenso plan de monitorización, permitió reproducir y capturar la respuesta del puente para estudiar los efectos de los diferentes escenarios de fallo.

El gran volumen de datos obtenidos durante la campaña experimental, complementada con simulaciones computacionales y aproximaciones analíticas, permitió llevar a cabo una evaluación exhaustiva de la respuesta del puente a nivel de elemento, de grupo funcional y de sistema global, relacionando los cambios detectados en desplazamientos, deformaciones y fuerzas con la activación de ALPs en el conjunto del puente. De esta manera, se identificaron patrones de comportamiento en la respuesta estructural y se llegó a una primera aproximación de los mecanismos resistentes latentes.

Sobre esta base, se integra el estudio sistemático de la respuesta estructural frente a un amplio conjunto de fallos locales, sintetizando los resultados que conducen a la identificación y caracterización de los mecanismos resistentes latentes. A continuación, se

desarrolla la integración de la respuesta estructural del puente ante los diferentes escenarios de fallo.

Comenzando por la pérdida de cordones inferiores y superiores, se puede decir que es uno de los escenarios más complejos en la medida en que involucra la activación de diferentes ALPs y que se caracteriza por una combinación de diversos efectos, como son: la rotación articulada alrededor de un eje horizontal en proximidades del fallo, flexiones fuera del plano y transferencia de cargas entre celosías que involucran distorsiones transversales y torsiones generalizadas a nivel global.

Los cordones y largueros desempeñan un papel fundamental, en la medida en que su capacidad a flexión permite el desarrollo de mecanismos resistentes de rotación global articulada en el plano, configurándolos como elementos críticos en la redistribución de cargas ante este tipo de fallo. No obstante, su importancia no se limita a la activación de este mecanismo, ya que también contribuyen, en conjunción con los largueros, arriostramientos y vigas transversales, a resistir flexiones fuera del plano, actuando como una viga en celosía horizontal características del desarrollo del mecanismo resistente de flexión global fuera del plano.

Adicionalmente, la activación de caminos alternativos de carga no se limita a estos mecanismos. Los procesos de carga y descarga en las fuerzas axiales de diversos elementos, tanto a escala local como global, siguiendo patrones claramente identificables, facilitan la transferencia de cargas entre celosías, induciendo torsiones y distorsiones transversales que ponen de manifiesto el desarrollo de otros dos mecanismos resistentes latentes: la torsión global y la distorsión transversal.

La interacción de estos mecanismos resulta esencial, ya que las rotaciones espaciales inducen flexión en los planos vertical y horizontal, mientras que la respuesta torsional evidencia el comportamiento tridimensional del sistema, permitiendo redistribuir la carga del cordón eliminado y evitar concentraciones de tensiones en los elementos adyacentes al escenario de fallo.

La evidencia experimental y computacional confirma la existencia de patrones comunes en la respuesta estructural ante la pérdida de montantes y diagonales, permitiendo su evaluación dentro de un mismo marco de análisis. Estos elementos desempeñan un papel

fundamental en la transferencia de las fuerzas cortantes hacia los apoyos, y su fallo activa ALPs caracterizados por incrementos notables en los momentos flectores de los cordones y los montantes.

Tras el fallo, la geometría originalmente triangulada de la celosía se reconfigura, y el panel afectado pasa a comportarse como un marco delimitado por cordones y montantes o diagonales. Este comportamiento es característico del desarrollo del mecanismo de distorsión flexional en el plano, muy similar al comportamiento tipo Vierendeel observado en estructuras de edificios.

La respuesta torsional asociada a este tipo de escenarios de fallo difiere de la observada en el fallo de cordones. En este caso, los giros de signo opuesto a ambos lados de la zona afectada evidencian la activación de caminos alternativos de carga que transfieren las solicitaciones de una celosía a otra mediante procesos de carga y descarga y que toman la localización del fallo como punto de referencia alrededor del cual se reorganiza la redistribución de cargas.

Los arriostramientos horizontales incrementan o liberan su carga axial en función de su orientación y de su altura, mientras que los montantes y diagonales alejadas de la zona afectada siguen patrones análogos. Todos estos elementos contribuyen de manera conjunta a la activación del mecanismo de resistencia a torsión global. Por su parte, los arriostramientos verticales transfieren las cargas entre celosías de forma más localizada, activando el mecanismo de resistencia de distorsión transversal.

Finalmente, se consideran los escenarios de fallo en arriostramientos horizontales y verticales, los cuales no provocan variaciones considerables en las fuerzas internas de la estructura. En estos casos, se observa la aparición de momentos flectores de manera muy localizada, así como procesos de carga y descarga en las fuerzas axiales de forma algo más extendida. Este comportamiento contrasta con el papel significativo que desempeñan estos elementos en la activación de ALPs asociados a escenarios de fallo en cordones, montantes y diagonales.

Una conclusión similar se obtiene en los escenarios de fallo de largueros y vigas transversales superiores, donde su eliminación no activa de forma significativa los mecanismos resistentes del sistema principal. No obstante, conviene recordar que tanto los largueros como las vigas transversales superiores pertenecen al sistema del tablero,

encargado de transferir las cargas de los trenes al sistema principal de celosías. En este sentido, el fallo de una viga transversal compromete la funcionalidad del puente, en la medida en que su capacidad resistente depende única y exclusivamente del mecanismo de resistencia a flexión de la propia viga.

De esta manera, la evaluación exhaustiva de la respuesta estructural ante cada tipo de fallo permite presentar la principal aportación de esta tesis doctoral: la identificación y caracterización de los mecanismos resistentes latentes en puentes de celosía metálica. A modo de síntesis, se presenta cada uno de ellos con una breve descripción, junto con Fig. 5.1, que recoge un esquema general de los mecanismos resistentes y su asociación con los diferentes escenarios de fallo.

M1: Distorsión flexional en el plano. Ante el fallo de una diagonal o de un montante, la disposición triangular de los elementos de la celosía se reconfigura y la transferencia de fuerzas cortantes y verticales se ve modificada. Como resultado, se produce una distorsión del panel afectado e incrementos en la flexión de los cordones inferior y superior, así como en diagonales o montantes, según el tipo de fallo.

M2: Distorsión transversal. El fallo de un componente del sistema principal induce una redistribución de cargas desde la celosía dañada hacia la celosía no afectada. La sección transversal del puente experimenta una distorsión, localizada sobre todo en las proximidades del punto de fallo, caracterizada por flexión en las vigas transversales y variaciones de las fuerzas axiales en los arriostramientos.

M3: Torsión global. Ante el fallo de elementos del sistema principal y de arriostramiento, el puente experimenta deformaciones globales de torsión, con sentidos opuestos o del mismo sentido, dependiendo del tipo de fallo. Este mecanismo se caracteriza por una respuesta global de todos los elementos del puente, en la que se observan patrones alternos de incremento en las fuerzas axiales, generalizados en los arriostramientos horizontales, más concentrados en cordones, diagonales y montantes, y de carácter más local en arriostramientos verticales y vigas transversales.

M4: Rotación global articulada en el plano. Ante el fallo de un cordón, la rigidez flexional de la estructura queda comprometida y reducida esencialmente a la del cordón opuesto dentro del mismo panel. El cordón remanente experimenta incrementos

localizados de flexión en el plano vertical de la celosía. Como consecuencia, la estructura gira alrededor de un eje horizontal que pasa por el nudo del cordón opuesto en el panel donde se produjo el fallo.

M5: Flexión global fuera del plano. Ante el fallo de un cordón, se produce una apertura significativa del panel afectado. Las rotaciones globales en el plano horizontal se asocian a flexiones fuera del plano principal de los cordones, lo que provoca que las caras inferior y superior del puente funcionen como vigas sometidas a flexión horizontal. A partir de ese momento, la triangulación horizontal y la cuadrícula del tablero resultan fundamentales para reconducir el mecanismo resistente.

M6: Transferencia de cargas por flexión uniaxial sobre elementos perdidos. Este mecanismo se desarrolla ante el fallo de las vigas transversales encargadas de transferir las cargas al sistema principal de celosías como parte del sistema de tablero. Como consecuencia, los largueros adyacentes experimentan incrementos de flexión que inducen torsiones en las vigas transversales vecinas. Es un mecanismo de carácter local y no requiere la participación significativa de otros elementos si la estructura ha activado eficientemente el ALP.

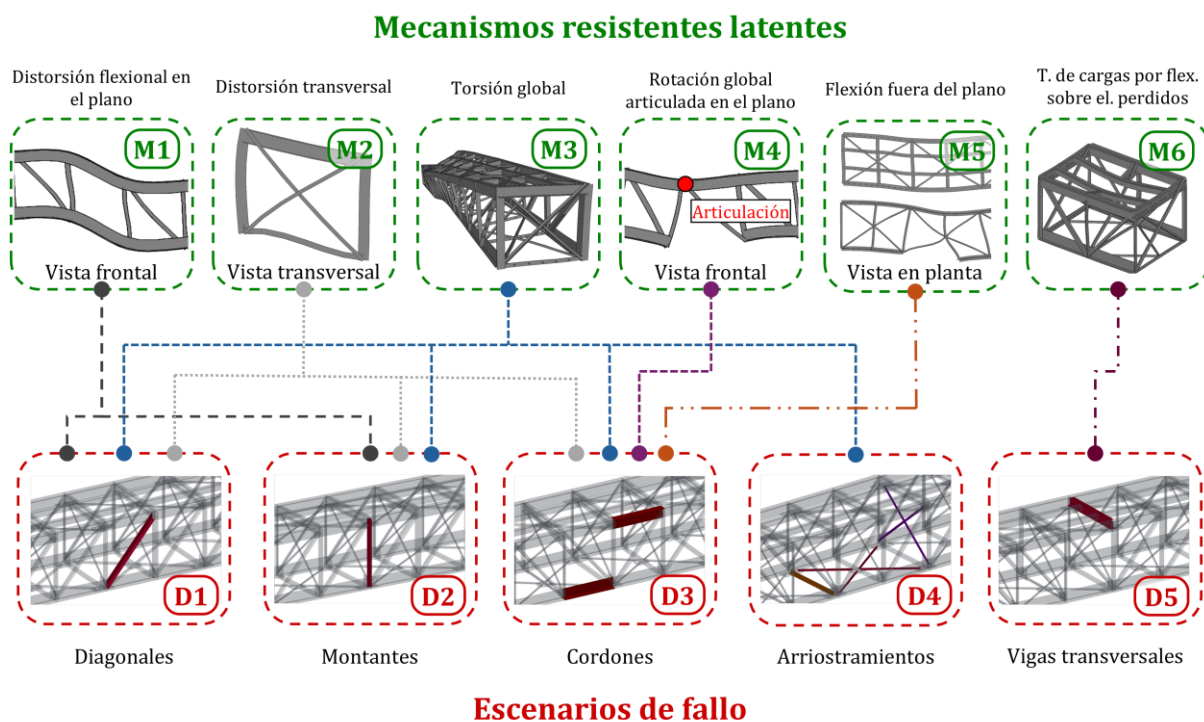


Fig. 5.1 Mecanismos resistentes latentes

Adicionalmente, los mecanismos resistentes latentes identificados fueron validados experimentalmente bajo niveles de carga significativamente superiores a las condiciones operacionales del puente, alcanzando factores de carga del orden de tres respecto a las cargas de servicio. La evolución gradual de la respuesta estructural, coherente con los ALPs identificados en las fases iniciales, pone de manifiesto la validez de estos mecanismos para niveles de carga muy superiores a los operacionales, incluso dentro del rango de plastificación de algunos elementos. Sin embargo, la aparición sucesiva de pandeos en montantes y arriostramientos verticales desencadena la propagación del fallo, conduciendo al fallo global del sistema, estado que puede considerarse equivalente al colapso estructural. Esta respuesta evidencia la elevada capacidad residual del puente y su elevada robustez estructural.

5.2 Recomendaciones y futuras líneas de investigación

Los estudios de robustez estructural en puentes de celosía metálica se han centrado, en su mayoría, en el análisis de la respuesta estructural del puente frente a un número limitado de escenarios de fallo. La presente investigación constituye uno de los primeros estudios sistemáticos respaldados experimentalmente en los que se identifican y caracterizan los principales mecanismos resistentes activados ante diferentes escenarios de fallo. Sin embargo, el alcance de este trabajo se ha limitado al análisis de escenarios de fallo asociados a la pérdida de elementos individuales. En la práctica, muchos escenarios de fallo reales involucran la afectación simultánea de múltiples elementos, como ocurre en el fallo de conexiones o nodos estructurales. En este sentido, futuras investigaciones podrían extender el análisis al estudio de escenarios de fallo múltiple, incluyendo la pérdida simultánea de varios elementos y la evaluación de su influencia en la activación de caminos alternativos de carga y en la robustez global del sistema.

Por otro lado, a lo largo de esta tesis doctoral se constató la influencia de la rigidez a flexión de diversos elementos en los procesos de redistribución de cargas y en la activación de los mecanismos resistentes. En este contexto, resulta de especial interés el desarrollo de estudios paramétricos o de sensibilidad que permitan evaluar de forma aislada la influencia de la rigidez flexional de los distintos elementos en la respuesta estructural y en la robustez estructural de puentes en celosía metálica.

Los puentes en celosía metálica cuentan con un gran número de tipologías estructurales. Los resultados obtenidos en esta tesis doctoral son directamente aplicables a puentes de celosía metálica tipo Pratt; no obstante, sería de gran interés contrastar y extender las conclusiones alcanzadas a otras tipologías de celosía, con el fin de evaluar la generalidad de los mecanismos resistentes identificados y ampliar el alcance de las contribuciones de este trabajo.

Asimismo, la reproducción experimental de escenarios de fallo con la estructura sometida a carga constituye una línea de investigación de interés y ya se ha llevado a cabo en puentes de arco atirantado. Este tipo de ensayos permite evaluar de forma explícita el efecto del impacto dinámico asociado a la pérdida repentina de elementos estructurales. Hasta la fecha, este tipo de estudios experimentales no ha sido desarrollado en puentes de celosía metálica, por lo que su implementación podría aportar información de relevancia para el análisis de la robustez estructural.

En relación con otras tipologías de puentes, la revisión del estado del arte ha puesto de manifiesto que los puentes colgantes carecen tanto de estudios sistemáticos de evaluación de escenarios de fallo como de ensayos experimentales a gran escala que permitan validar modelos computacionales. En consecuencia, esta tipología estructural representa un campo de investigación con un amplio potencial para el estudio de la robustez estructural y del colapso progresivo.

Más allá de las extensiones metodológicas y tipológicas analizadas, el alcance conceptual de los mecanismos resistentes latentes identificados constituye la principal proyección futura de este trabajo. La identificación de dichos mecanismos representa un avance relevante en el campo de la robustez estructural en puentes. La aportación se sitúa principalmente en el ámbito de la ciencia fundamental y su desarrollo abre diversas líneas potenciales de investigación. En el campo de las estructuras de edificios, el entendimiento de los mecanismos resistentes ha permitido transformar los enfoques tradicionales de evaluación y diseño. Como resultado, criterios prescriptivos y metodologías de diseño han sido incorporados en normativas y guías técnicas con el objetivo de obtener estructuras más robustas y resilientes. En la ingeniería de puentes, esta línea aún no se encuentra plenamente consolidada, y los mecanismos resistentes latentes presentados en esta tesis doctoral constituyen un punto de partida para incorporar de manera sistemática conceptos de robustez en el diseño estructural de puentes.

Otra línea de investigación en la que pueden aprovecharse los hallazgos de esta tesis está relacionada con la monitorización del estado estructural (Structural Health Monitoring). Como se expuso en los primeros capítulos de este trabajo, los puentes constituyen uno de los activos más relevantes de las infraestructuras de transporte terrestre, y la evaluación continua de su estado resulta fundamental tanto en estructuras con alto grado de envejecimiento como en nuevas soluciones de infraestructura. Sin embargo, la mayoría de las técnicas de monitorización se centran en la identificación general de daños o en la optimización de planes de mantenimiento, soluciones que suelen implicar elevados costes y desarrollos específicos para cada caso de estudio. Los mecanismos resistentes latentes representan el conjunto de respuestas estructurales que el puente activa ante distintos escenarios de fallo y, por lo tanto, protocolos de monitorización basados en dichos mecanismos podrían conducir a soluciones más eficientes para la detección temprana de daños estructurales e incluso para anticipar la propagación del fallo en puentes.

Capítulo 6. Referencias

- Adam, J. M., Makoond, N., Riveiro, B., & Buitrago, M. (2024). Risks of bridge collapses are real and set to rise — here's why. *Nature*, 629(8014), 1001–1003. <https://doi.org/10.1038/d41586-024-01522-6>
- Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., & Lu, X. (2018). Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*, 173, 122–149. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>
- AENOR. (2006). *UNE-EN 10025-1:2006; Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 1: Condiciones técnicas generales de suministro.* (Number UNE-EN 10025-1:2006).
- Agencia Kronos. (2024). *Puente Pumarejo, parte baja, impide el paso de grandes embarcaciones.* https://imagenes2.eltiempo.com/files/image_1200_535/uploads/2024/04/17/661ffa34199e5.jpeg
- Aguilar Civera, I., & Aguiló Alonso, M. (2016). *Guía de puentes de la Comunitat Valenciana* (O. P. i V. del T. Generalitat Valenciana (Conselleria d'Habitatge, Ed.; 1st ed.). Generalitat Valenciana (Conselleria d'Habitatge, Obres Públiques i Vertebració del Territori).
- Ali, K., Javed, A., Mustafa, A. E., & Saleem, A. (2022). Blast-Loading Effects on Structural Redundancy of Long-Span Suspension Bridge Using a Simplified Approach. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 27(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000699](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000699)
- American Society of Civil Engineers. (2021). *2021 Report Card for America's Infrastructure.* <https://infrastructurereportcard.org>
- American Society of Civil Engineers (ASCE), & Structural Engineering Institute (SEI). (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)* (Number ASCE/SEI 7-16). American Society of Civil Engineers.

Ammann, O. H., von Kármán, T., & Woodruff, G. B. (1941). *The Failure of the Tacoma Narrows Bridge*.

Anania, L., Badalà, A., & D'Agata, G. (2018). Damage and collapse mode of existing post tensioned precast concrete bridge: The case of Petrulla viaduct. *Engineering Structures*, 162, 226–244. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.039>

Anitori, G., Casas, J. R., & Ghosn, M. (2013). Redundancy and Robustness in the Design and Evaluation of Bridges: European and North American Perspectives. *Journal of Bridge Engineering*, 18(12), 1241–1251. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000545](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000545)

Aoki, Y., Valipour, H., Samali, B., & Saleh, A. (2013). A Study on Potential Progressive Collapse Responses of Cable-Stayed Bridges. *Advances in Structural Engineering*, 16(4), 689–706. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.16.4.689>

Aydin, S. G., Shen, G., & Pulat, P. (2012). A Retro-Analysis of I-40 Bridge Collapse on Freight Movement in the U.S. Highway Network using GIS and Assignment Models. *International Journal of Transportation Science and Technology*, 1(4), 379–397. <https://doi.org/10.1260/2046-0430.1.4.379>

Barber, E. H. E., & Bull, F. B. (1971). *Report of Royal Commission into the failure of West Gate Bridge*.

Bažant, Z. P. (1999). Size effect on structural strength: a review. *Archive of Applied Mechanics (Ingenieur Archiv)*, 69(9–10), 703–725. <https://doi.org/10.1007/s004190050252>

Bazzucchi, F., Restuccia, L., & Ferro, G. (2018). Considerations over the Italian road bridge infrastructure safety after the Polcevera viaduct collapse: past errors and future perspectives. *Frattura Ed Integrità Strutturale*, 12(46), 400–421. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.46.37>

Behnamfar, F., & Afshari, M. (2013). Collapse Analysis and Strengthening of Stone Arch Bridges Against Earthquake. *International Journal of Architectural Heritage*, 7(1), 1–25. <https://doi.org/10.1080/15583058.2011.606594>

Bertolesi, E., Buitrago, M., Adam, J. M., & Calderón, P. A. (2021). Fatigue assessment of steel riveted railway bridges: Full-scale tests and analytical approach. *Journal of Constructional Steel Research*, 182, 106664. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106664>

-
- Bhattacharya, S., Tokimatsu, K., Goda, K., Sarkar, R., Shadlou, M., & Rouholamin, M. (2014). Collapse of Showa Bridge during 1964 Niigata earthquake: A quantitative reappraisal on the failure mechanisms. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 55–71.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.05.004>
- Biezma, M. V., & Schanack, F. (2007). Collapse of Steel Bridges. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 21(5), 398–405. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2007\)21:5\(398\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2007)21:5(398))
- Biggs, J. M. (1964). *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw-Hill.
- Billah, K. Y., & Scanlan, R. H. (1991). Resonance, Tacoma Narrows bridge failure, and undergraduate physics textbooks. *American Journal of Physics*, 59(2), 118–124.
<https://doi.org/10.1119/1.16590>
- Binet, C., Lacombe, J.-M., & Martin, I. (2009). Collapse of the bridge over the Saint-Étienne river in the island of La Réunion. In *Forensic engineering: From failure to understanding* (pp. 204–214). Thomas Telford Publishing. <https://doi.org/10.1680/fefft.36130.0020>
- Biondini, F. (2009). A Measure of Lifetime Structural Robustness. *Structures Congress 2009*, 1–9.
[https://doi.org/10.1061/41031\(341\)193](https://doi.org/10.1061/41031(341)193)
- Birajdar, H. S., Maiti, P. R., & Singh, P. K. (2014). Failure of Chauras bridge. *Engineering Failure Analysis*, 45, 339–346. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.06.015>
- Birnstiel, C. (2013a). Collapse of a cable-stayed road bridge in Germany in 1825. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Engineering History and Heritage*, 166(4), 207–226.
<https://doi.org/10.1680/ehah.13.00007>
- Birnstiel, C. (2013b). On the collapse of the Nienburg cable-stayed road bridge. *Bridge Structures*, 9(2,3), 83–100. <https://doi.org/10.3233/BRS-130055>
- Bontempi, F., & Giuliani, L. (2008). Nonlinear Dynamic Analysis for the Structural Robustness Assessment of a Complex Structural System. *Structures Congress 2008*, 1–10.
[https://doi.org/10.1061/41016\(314\)236](https://doi.org/10.1061/41016(314)236)

- Brawner, S. (2021). *Highway Official: I-40 Bridge Fracture Could Have Caused 'Catastrophic Event'*.
<https://www.ualrpublicradio.org/local-regional-news/2021-05-12/highway-official-i-40-bridge-fracture-could-have-caused-catastrophic-event>
- Brun, M., Giaccu, G. F., Movchan, A. B., & Slepyan, L. I. (2014). Transition Wave in the Collapse of the San Saba Bridge. *Frontiers in Materials*, 1. <https://doi.org/10.3389/fmats.2014.00012>
- Brunell, G., & Kim, Y. J. (2013). Effect of local damage on the behavior of a laboratory-scale steel truss bridge. *Engineering Structures*, 48, 281–291.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.017>
- Buitrago, M., Bertolesi, E., Calderón, P. A., & Adam, J. M. (2021). Robustness of steel truss bridges: Laboratory testing of a full-scale 21-metre bridge span. *Structures*, 29, 691–700.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.12.005>
- Burgoyne, C., & Scantlebury, R. (2008). Lessons learned from the bridge collapse in Palau. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, 161(6), 28–34.
<https://doi.org/10.1680/cien.2008.161.6.28>
- Cai, J., Xu, Y., Zhuang, L., Feng, J., & Zhang, J. (2012). Comparison of various procedures for progressive collapse analysis of cable-stayed bridges. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, 13(5), 323–334. <https://doi.org/10.1631/jzus.A1100296>
- Calvi, G. M., Moratti, M., O'Reilly, G. J., Scattarreggia, N., Monteiro, R., Malomo, D., Calvi, P. M., & Pinho, R. (2019). Once upon a Time in Italy: The Tale of the Morandi Bridge. *Structural Engineering International*, 29(2), 198–217. <https://doi.org/10.1080/10168664.2018.1558033>
- Cao, R., Agrawal, A. K., & El-Tawil, S. (2021). Overheight impact on bridges: A computational case study of the Skagit River bridge collapse. *Engineering Structures*, 237, 112215.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112215>
- Cao, R., El-Tawil, S., & Agrawal, A. K. (2020). Miami Pedestrian Bridge Collapse: Computational Forensic Analysis. *Journal of Bridge Engineering*, 25(1).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001532](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001532)

-
- Caredda, G., Porcu, M. C., Buitrago, M., Bertolesi, E., & Adam, J. M. (2022). Analysing local failure scenarios to assess the robustness of steel truss-type bridges. *Engineering Structures*, 262, 114341. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114341>
- Carr, A. J., Jáuregui, D. V., Riveiro, B., Arias, P., & Armesto, J. (2013). Structural evaluation of historic masonry arch bridges based on first hinge formation. *Construction and Building Materials*, 47, 569–578. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.084>
- Cetina Berdugo, D. (2026). *Segmentación con fusibles para evitar la propagación de fallos en estructuras de edificios de hormigón armado* [Tesis doctoral no publicada]. Universitat Politècnica de València.
- Chang, C. C., & Yan, D. (2006). *Study on vulnerability assessment of cable-stayed bridges* (M. Tomizuka, C.-B. Yun, & V. Giurgiutiu, Eds.; p. 61741M). <https://doi.org/10.1117/12.658101>
- Chen, K., Luo, J., Wu, Q., & Wang, H. (2022). Test of Broken Suspender Specimen and Equivalent Static Calculation Method for Half-Through and Through Concrete-Filled Steel Tubular Arch Bridges. *Applied Sciences*, 12(22), 11619. <https://doi.org/10.3390/app122211619>
- Chen, Q., Wang, H., El-Tawil, S., Agrawal, A. K., Bhattacharya, B., & Wong, W. (2023). Progressive Collapse Behavior of a Long-Span Cable-Stayed Bridge Induced by Cable Loss. *Journal of Bridge Engineering*, 28(9). <https://doi.org/10.1061/JBENF2.BEENG-5840>
- Chen, Q., Wang, H., El-Tawil, S., Agrawal, A. K., Bhattacharya, B., & Wong, W. (2024). Behavior of a Network Tied-Arch Bridge Subjected to Sudden Hanger Loss Scenarios. *Journal of Bridge Engineering*, 29(1). <https://doi.org/10.1061/JBENF2.BEENG-6328>
- Chen, W., Chen, X., Shen, R., Qi, D., & Li, Z. (2024). Fire resistance analysis and protection measures for cable components of suspension bridges. *Journal of Constructional Steel Research*, 220, 108852. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108852>
- Chen, X., Li, H., Agrawal, A. K., Ettouney, M., & Wang, H. (2022). Alternate Load Paths Redundancy Analysis of Steel Truss Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 27(11). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001943](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001943)

- Chen, X., Li, H., Agrawal, A. K., Ettouney, M., & Wang, H. (2023). Performance-Based Retrofits of Long-Span Truss Bridges Based on the Alternate Load Path Redundancy Analysis. *Journal of Bridge Engineering*, 28(2). <https://doi.org/10.1061/JBENF2.BEENG-5354>
- Cho, H.-N., Lim, J.-K., & Choi, H.-H. (2001). Reliability-based fatigue failure analysis for causes assessment of a collapsed steel truss bridge. *Engineering Failure Analysis*, 8(4), 311–324. [https://doi.org/10.1016/S1350-6307\(00\)00020-0](https://doi.org/10.1016/S1350-6307(00)00020-0)
- Choi, H.-H., Lee, S.-Y., Choi, I.-Y., Cho, H.-N., & Mahadevan, S. (2006). Reliability-based failure cause assessment of collapsed bridge during construction. *Reliability Engineering & System Safety*, 91(6), 674–688. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2005.05.005>
- Chopra, A. K. (2014). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4th ed.). Pearson.
- Corr, D. J., McCann, D. M., & McDonald, B. M. (2009). Lessons Learned from Marcy Bridge Collapse. *Forensic Engineering 2009*, 395–403. [https://doi.org/10.1061/41082\(362\)40](https://doi.org/10.1061/41082(362)40)
- Coutinho, C. P., Baptista, A. J., & Dias Rodrigues, J. (2016). Reduced scale models based on similitude theory: A review up to 2015. *Engineering Structures*, 119, 81–94. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.016>
- D'Angelo, M., Civera, M., Giordano, P. F., Borlenghi, P., Ballio, F., Limongelli, M. P., & Chiaia, B. (2025). Bridge collapses in Italy across the 21st century: survey and statistical analysis. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1–23. <https://doi.org/10.1080/15732479.2025.2483500>
- Das, R., Pandey, A. D., Soumya, & Mahesh, M. J. (2016). Assessment of disproportionate collapse behavior of cable stayed bridges. *Bridge Structures*, 12(1–2), 41–51. <https://doi.org/10.3233/BRS-160099>
- Das, R., Pandey, A. D., Soumya, Mahesh, M. J., Saini, P., & Anvesh, S. (2016). Progressive Collapse of a Cable Stayed Bridge. *Procedia Engineering*, 144, 132–139. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.05.016>
- Dethlefs, R., & Martin, Z. (2009). Collapse of the Wimer Covered Timber Bridge. *Forensic Engineering 2009*, 133–142. [https://doi.org/10.1061/41082\(362\)14](https://doi.org/10.1061/41082(362)14)

-
- di Prisco, M., Colombo, M., & Martinelli, P. (2023). Structural Aspects of the Collapse of a RC Half-Joint Bridge: Case of the Annone Overpass. *Journal of Bridge Engineering*, 28(11).
<https://doi.org/10.1061/JBENF2.BEENG-6063>
- DIANA FEA BV. (2020). *DIANA Finite Element Analysis (Version 10.5)*. [Https://Dianafea.Com/](https://Dianafea.Com/).
- Domaneschi, M., Cimellaro, G. P., Ansari, F., & Morgese, M. (2021). Safety of existing infrastructures: The collapse of the Morandi bridge in Genoa. In *Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Sustainability and Innovations* (pp. 1499–1506). CRC Press.
<https://doi.org/10.1201/9780429279119-205>
- Domaneschi, M., Pellicchia, C., De Iuliis, E., Cimellaro, G. P., Morgese, M., Khalil, A. A., & Ansari, F. (2020). Collapse analysis of the Polcevera viaduct by the applied element method. *Engineering Structures*, 214, 110659. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110659>
- El Colombiano. (2022). *Puente Paso Real (Santa Fe de Antioquia) [Fotografía]*.
https://estaticos.elcolombiano.com/binrepository/881x565/51c0/780d565/none/11101/RFAD/mpuente-paso-real-1-15_40321171_20220716115916.jpg
- Elkady, N., Augusthus Nelson, L., Weekes, L., Makoond, N., & Buitrago, M. (2024). Progressive collapse: Past, present, future and beyond. *Structures*, 62, 106131.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106131>
- European Committee for Standardization. (2003). *Eurocode 1: Actions on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges* (Number EN 1991-2:2003). CEN.
- European Committee for Standardization (CEN). (2025). *EN 1991-1-7:2025. Eurocode 1: Accidental actions* (Number EN 1991-1-7:2025). European Committee for Standardization (CEN).
- Fan, B., Sun, Q., Wang, S., Ma, X., & Zou, J. (2025). Lessons Learned from a Progressive Collapse Accident of a through Tied-Arch Bridge: FE Modeling and Inverse Analysis. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 39(5). <https://doi.org/10.1061/JPCFEV.CFENG-5137>
- Fan, B., Wang, S., & Chen, B. (2020). Dynamic Effect of Tie-Bar Failure on Through Tied Arch Bridge. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(5).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001492](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001492)

- Fan, B., Wang, S., & Chen, B. (2022). Robustness Assessment Framework for Through Tied-Arch Bridge Considering Tie-Bar Failure. *Journal of Bridge Engineering*, 27(5).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001861](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001861)
- Fan, B., Wang, S., Chen, B., Chao, P., & Sun, Q. (2023). Robustness-Based Condition Evaluation Framework for Through Tied-Arch Bridge. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 37(2). <https://doi.org/10.1061/JPCFEV.CFENG-4048>
- Fan, B.-H., Su, J.-Z., & Chen, B.-C. (2021). Condition evaluation for through and half-through arch bridges considering robustness of suspended deck systems. *Advances in Structural Engineering*, 24(5), 962–976. <https://doi.org/10.1177/1369433220945835>
- Fan, B.-H., Sun, Q., Chen, Q., Zhou, B.-B., Wu, Z.-J., & Zou, J.-Q. (2025). Failure Mechanism of Progressive Collapse Induced by Hanger Fracture in Through Tied-Arch Bridge: A Comparative Analysis. *Buildings*, 15(16), 2810.
<https://doi.org/10.3390/buildings15162810>
- Farahmand-Tabar, S., Barghian, M., & Vahabzadeh, M. (2019). Investigation of the Progressive Collapse in a Suspension Bridge Under the Explosive Load. *International Journal of Steel Structures*, 19(6), 2039–2050. <https://doi.org/10.1007/s13296-019-00263-x>
- Farneti, E., Ávila, F., Cavalagli, N., & Ubertini, F. (2024). Collapse analysis of a masonry arch bridge using the applied element method. *Engineering Research Express*, 6(3), 035109.
<https://doi.org/10.1088/2631-8695/ad6ad8>
- Feng, J., & Cai, J. (2009). Progressive Collapse of Cable-Stayed Bridges. *International Conference on Transportation Engineering 2009*, 2483–2489. [https://doi.org/10.1061/41039\(345\)410](https://doi.org/10.1061/41039(345)410)
- Ferro, G. A., Restuccia, L., Falliano, D., Devitofranceschi, A., & Gemelli, A. (2022a). Collapse of Existing Bridges: From the Lesson of La Reale Viaduct to the Definition of a Partial Safety Coefficient of Variable Traffic Loads. *Journal of Structural Engineering*, 148(11).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003458](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003458)
- Ferro, G. A., Restuccia, L., Falliano, D., Devitofranceschi, A., & Gemelli, A. (2022b). *La Reale Viaduct Collapse: A Lesson to Improve the Effectiveness of Inspections of Segmental Post-tensioned Bridges and Viaducts* (pp. 462–470). https://doi.org/10.1007/978-3-030-91877-4_53

-
- Financial Times. (2018). *Genoa disaster shines light on Italy's perceived inequalities*.
<https://www.ft.com/content/80862dd6-a227-11e8-85da-eeb7a9ce36e4>
- Formisano, A., Felitti, M., Oliveto, F., & Mendicino, L. (2023). The robustness of reinforced concrete tied arch bridges: A case study. *Structural Concrete*, 24(4), 4504–4514.
<https://doi.org/10.1002/suco.202200374>
- Franck, K. T., Emanuele, M., & Guillaume Hervé, P. (2023). Progressive collapse of hangers in steel arch bridges due to blast loading. *Ce/Papers*, 6(5), 1282–1290.
<https://doi.org/10.1002/cepa.2170>
- Gabaldón, L. B. F. (2017). Rehabilitation and Lessons Learned from the Collapse of Viaduct 1 Located on the Caracas–La-Guaira Highway in Venezuela. *Structural Engineering International*, 27(3), 380–387. <https://doi.org/10.2749/101686617X14881937385007>
- Galik, W. D., & Calvi, P. M. (2024). Corrosion and Fatigue Coupling: Assessment of a Prestressed Concrete Cable Stay. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 38(1).
<https://doi.org/10.1061/JPCFEV.CFENG-4307>
- Gasparini, D. A., & Fields, M. (1993). Collapse of Ashtabula Bridge on December 29, 1876. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 7(2), 109–125. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(1993\)7:2\(109\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(1993)7:2(109))
- Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., Mylonakis, G., & Syngros, C. (2006). The Collapse of the Hanshin Expressway (Fukae) Bridge, Kobe 1995: Soil-Foundation-Structure Interaction, Reconstruction, Seismic Isolation. In *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik* (pp. 93–120). Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/3-540-27438-3_7
- Georgakis, C. T., Fujino, Y., Hopf, S., Müller, M., Subirá, F., Ostenfeld, K. H., Svensson, S. E., Hindhede, L., Krogstrup, M. J., & Rumpelt, T. (2020). *Chirajara Bridge Collapse*. 18–32.
<https://doi.org/10.2749/seoul.2020.018>
- Ghasemi, S. H., Nowak, A. S., & Nazari, R. (2025). Analyzing reliability missteps: The collapse of the Francis Scott Key Bridge — Target reliability, redundancy, and extreme load combinations. *Structures*, 74, 108590. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108590>

- Giannelos, C., Plainis, P., & Vintzileou, E. (2023). The historical bridge of Plaka: Interpretation of structural behavior and collapse. *Engineering Failure Analysis*, 153, 107589. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107589>
- Goodier, J. N., & Thomson, W. T. (1944). *Applicability of Similarity Principles to Structural Models* (Number NACA-TN-933). <https://ntrs.nasa.gov/citations/19930081676>
- Hadipriono, F. C. (1985). Analysis of Events in Recent Structural Failures. *Journal of Structural Engineering*, 111(7), 1468–1481. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:7\(1468\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:7(1468))
- Hao, S. (2010a). I-35W Bridge Collapse. *Journal of Bridge Engineering*, 15(5), 608–614. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000090](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000090)
- Hao, S. (2010b). I35W Bridge Collapse: Design Issues in Past and Challenges Revealed for Future. *Volume 11: New Developments in Simulation Methods and Software for Engineering Applications; Safety Engineering, Risk Analysis and Reliability Methods; Transportation Systems*, 485–495. <https://doi.org/10.1115/IMECE2010-38312>
- Hao, S. (2011). I35W Bridge Collapse: Lessons Learned and Challenges Revealed. *Structures Congress 2011*, 7(1), 3153–3170. [https://doi.org/10.1061/41171\(401\)275](https://doi.org/10.1061/41171(401)275)
- Hashemi, S. K., Bradford, M. A., & Valipour, H. R. (2016). Dynamic response of cable-stayed bridge under blast load. *Engineering Structures*, 127, 719–736. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.038>
- Hashemi, S. K., Bradford, M. A., & Valipour, H. R. (2017). Dynamic response and performance of cable-stayed bridges under blast load: Effects of pylon geometry. *Engineering Structures*, 137, 50–66. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.032>
- Hashemi, S. K., Valipour, H. R., & Bradford, M. A. (2021). Effect of the Traffic Load Distribution on the Progressive Collapse of a Cable-Stayed Bridge Under Blast Load. *International Journal of Steel Structures*, 21(6), 1937–1952. <https://doi.org/10.1007/s13296-021-00544-4>

-
- Hu, Y.-C., Tan, Y.-H., & Xi, F. (2021). Failure assessment and virtual scenario reproduction of the progressive collapse of the FIU bridge. *Engineering Structures*, 227, 111423. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111423>
- Huber, T., Kollegger, J., Suza, D., & Huber, P. (2024). The Wieselburg Bridge collapse—Analysis of the shear capacity based on forensic data. *Structural Concrete*, 25(4), 2784–2799. <https://doi.org/10.1002/suco.202301005>
- Imam, B. M., & Chryssanthopoulos, M. K. (2012). Causes and Consequences of Metallic Bridge Failures. *Structural Engineering International*, 22(1), 93–98. <https://doi.org/10.2749/101686612X13216060213437>
- Jáuregui, D. V. (2014). Evaluation of a Steel Girder Bridge Collapse during Deck Removal. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000468](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000468)
- Jiang, H., Wang, J., Chorzepa, M. G., & Zhao, J. (2017). Numerical Investigation of Progressive Collapse of a Multispan Continuous Bridge Subjected to Vessel Collision. *Journal of Bridge Engineering*, 22(5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001037](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001037)
- Jiang, L., Ye, J., & Zheng, H. (2019). Collapse mechanism analysis of the FIU pedestrian bridge based on the improved structural vulnerability theory (ISVT). *Engineering Failure Analysis*, 104, 1064–1075. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.06.033>
- Jones, D. R. H. (1994). The tay bridge disaster—Faulty materials or faulty design? *Engineering Failure Analysis*, 1(3), 243–253. [https://doi.org/10.1016/1350-6307\(94\)90022-1](https://doi.org/10.1016/1350-6307(94)90022-1)
- Kalkan Okur, E., Okur, F. Y., Altunışık, A. C., Günaydin, M., & Adanur, S. (2023). Progressive collapse assessment of Osmangazi Suspension Bridge due to sudden hanger breakage under different loading conditions. *Engineering Failure Analysis*, 149, 107269. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107269>
- Khuyen, H. T., & Iwasaki, E. (2016). An approximate method of dynamic amplification factor for alternate load path in redundancy and progressive collapse linear static analysis for steel truss bridges. *Case Studies in Structural Engineering*, 6, 53–62. <https://doi.org/10.1016/j.csse.2016.06.001>

- King, W. S., & Duan, L. (2003). Experimental Investigations of Bailey Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 8(5), 334–339. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2003\)8:5\(334\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2003)8:5(334))
- Kodur, V. K. R., Gil, A. M., & Naser, M. Z. (2024). Fire-induced collapse of an I-95 overpass in Philadelphia: Causes, collapse mechanism, and mitigation strategies. *Engineering Structures*, 303, 117578. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117578>
- Kunishima, M. (n.d.). *Collapse of the Korea Seoul Seongsu Bridge*. Failure Knowledge Database.
- Laughlin, J. (2017). *Decades-old mistake may have caused bridge beam to fail*. https://www.inquirer.com/philly/business/transportation/20170123_Decades-old_mistake_may_have_caused_bridge_beam_to_fail.html
- LeBeau, K. H., & Wadia-Fascetti, S. J. (2007). Fault Tree Analysis of Schoharie Creek Bridge Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 21(4), 320–326. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2007\)21:4\(320\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2007)21:4(320))
- Lee, T.-Y., Hung, W.-H., & Chung, K.-J. (2018). Seismic-induced collapse simulation of bridges using simple implicit dynamic analysis. *Engineering Structures*, 177, 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.035>
- Leech, T. G., Connor, R. J., Kaufmann, E. J., & McHugh, J. (2006). The Kinzua Decoded, the Forensic Investigation of the July 21, 2003 Collapse. *Forensic Engineering (2006)*, 423–437. [https://doi.org/10.1061/40853\(217\)34](https://doi.org/10.1061/40853(217)34)
- Leech, T. G., McHugh, J. D., & Dicarlantonio, G. (2005). Lessons from the Kinzua. *Civil Engineering Magazine*, 75(11), 56–61. <https://doi.org/10.1061/ciegag.0000043>
- Li, H., Agrawal, A. K., Chen, X., Ettouney, M., & Wang, H. (2022). A Framework for Identification of the Critical Members for Truss Bridges through Nonlinear Dynamic Analysis. *Journal of Bridge Engineering*, 27(8). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001902](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001902)
- Li, H., Shen, L., & Deng, S. (2022). A Generalized Framework for the Alternate Load Path Redundancy Analysis of Steel Truss Bridges Subjected to Sudden Member Loss Scenarios. *Buildings*, 12(10), 1597. <https://doi.org/10.3390/buildings12101597>

-
- Li, J., Zhang, B., Duan, Y., Huang, Z., Wang, Z., Tang, C., Sun, H., Qu, S., Zhang, G., Cong, B., Wang, Z., Li, J., & Chen, Y. (2025). *Lessons Learnt from Hanger Failures in Arch Bridges* (pp. 368–377). https://doi.org/10.1007/978-3-031-83508-7_41
- Liao, M., Okazaki, T., Ballarini, R., Schultz, A. E., & Galambos, T. V. (2011). Nonlinear Finite-Element Analysis of Critical Gusset Plates in the I-35W Bridge in Minnesota. *Journal of Structural Engineering*, 137(1), 59–68. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000269](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000269)
- Lichtenstein, A. G. (1993). The Silver Bridge Collapse Recounted. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 7(4), 249–261. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(1993\)7:4\(249\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(1993)7:4(249))
- Lin, W., Lam, H., Yoda, T., Ge, H., Xu, Y., Kasano, H., Nogami, K., & Murakoshi, J. (2017). After-fracture redundancy analysis of an aged truss bridge in Japan. *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(1), 107–117. <https://doi.org/10.1080/15732479.2016.1198393>
- Liu, S., Bartlett, F. M., & Zhou, W. (2013). Alternative Load Paths in Steel through-Truss Bridges: Case Study. *Journal of Bridge Engineering*, 18(9), 920–928. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000436](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000436)
- Loo, Y., & Yang, Y. (1991). Cracking and Failure Analysis of Masonry Arch Bridges. *Journal of Structural Engineering*, 117(6), 1641–1659. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:6\(1641\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:6(1641))
- López, S., Barros, B., Buitrago, M., Morales-Nápoles, O., Adam, J. M., & Riveiro, B. (2025). Reliability-based structural assessment of steel truss bridges subjected to failure scenarios. *Engineering Structures*, 341, 120850. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120850>
- López, S., Makoond, N., Sánchez-Rodríguez, A., Adam, J. M., & Riveiro, B. (2023). Learning from failure propagation in steel truss bridges. *Engineering Failure Analysis*, 152, 107488. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107488>
- Lu, W., & He, Z. (2016). Vulnerability and Robustness of Corroded Large-Span Cable-Stayed Bridges under Marine Environment. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(1). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000727](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000727)

- Malomo, D., Scattarreggia, N., Orgnoni, A., Pinho, R., Moratti, M., & Calvi, G. M. (2020). Numerical Study on the Collapse of the Morandi Bridge. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001428](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001428)
- Marjanishvili, S., Mueller, K., & Fayad, F. (2017). Robust bridge design to blast, fire, and other extreme threats. *Bridge Structures*, 13(2–3), 93–100. <https://doi.org/10.3233/BRS-170118>
- Martinelli, P., Colombo, M., & di Prisco, M. (2024). Robustness assessment of half-joint RC girder bridges. *Engineering Structures*, 306, 117712. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117712>
- Meguro, K., & Hakuno, M. (1994). APPLICATION OF THE EXTENDED DISTINCT ELEMENT METHOD FOR COLLAPSE SIMULATION OF A DOUBLEDECK BRIDGE. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 1994(483), 17–27. https://doi.org/10.2208/jscej.1994.483_17
- Miao, F., & Ghosn, M. (2009). Probabilistic Analysis of Bridge Redundancy. *Structures Congress 2009*, 1–10. [https://doi.org/10.1061/41031\(341\)196](https://doi.org/10.1061/41031(341)196)
- Millanes, F. (2022). *Memoria Técnica de los trabajos realizados en el marco de la emergencia y estado de avance de las conclusiones de los mismos* (Numbers 2126C-CASTRO_COLAP-016.0).
- Mitchell, D., Marchand, J., Croteau, P., & Cook, W. D. (2011). Concorde Overpass Collapse: Structural Aspects. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(6), 545–553. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000183](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000183)
- Montalvo, C., Cook, W., & Keeney, T. (2020). Retrospective Analysis of Hydraulic Bridge Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(1). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001378](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001378)
- Morgese, M., Ansari, F., Domaneschi, M., & Cimellaro, G. P. (2020). Post-collapse analysis of Morandi's Polcevera viaduct in Genoa Italy. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 10(1), 69–85. <https://doi.org/10.1007/s13349-019-00370-7>
- Mudragada, R., & Mishra, S. S. (2021). Effect of blast loading and resulting progressive failure of a cable-stayed bridge. *SN Applied Sciences*, 3(3), 322. <https://doi.org/10.1007/s42452-021-04145-y>

-
- Muñoz Diaz, E. E., Núñez Moreno, F., & Mohammadi, J. (2009). Investigation of Common Causes of Bridge Collapse in Colombia. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 14(4), 194–200. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000006](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000006)
- Murphy, T. P., Galindez, N. Y., Artmont, F. A., Adams, A. R., & Lopez de Murphy, M. (2022). Collapse of the Chirajara Cable-Stayed Bridge in Colombia. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2679(1), 104–121. <https://doi.org/10.1177/03611981221111351>
- Naji, A., & Ghiasi, M. R. (2019). Progressive Collapse Analysis of Cable-Stayed Bridges. *Journal of Failure Analysis and Prevention*, 19(3), 698–708. <https://doi.org/10.1007/s11668-019-00649-3>
- Nakamura, S., & Miyachi, K. (2021). Ultimate Strength and Chain-Reaction Failure of Hangers in Tied-Arch Bridges. *Structural Engineering International*, 31(1), 136–146. <https://doi.org/10.1080/10168664.2020.1775537>
- National Transportation Safety Board. (2004). *U.S. Towboat Robert Y. Love Allision With Interstate 40 Highway Bridge Near Webbers Falls, Oklahoma, May 26, 2002* (National Transportation Safety Board, Ed.; Number NTSB/HAR-04/05). National Transportation Safety Board.
- National Transportation Safety Board. (2008). *Collapse of I-35W Highway Bridge, Minneapolis, Minnesota, August 1, 2007*.
- Olmati, P., Brando, F., & Gkoumas, K. (2013). Robustness Assessment of a Steel Truss Bridge. *Structures Congress 2013*, 250–261. <https://doi.org/10.1061/9780784412848.023>
- Olmati, P., Gkoumas, K., Brando, F., & Cao, L. (2013). Consequence-based robustness assessment of a steel truss bridge. *Steel & Composite Structures*, 14(4), 379–395. <https://doi.org/10.12989/scs.2013.14.4.379>
- Ospina Zapata, G. (2022). *Cada siglo tuvo un puente para cruzar el río Cauca y llegar a Urabá*. <https://www.elcolombiano.com/especiales/el-nuevo-milagro-antioqueno/capitulo-cuatro/los-tres-puentes-que-ha-tenido-santa-fe-de-antioquia-para-cruzar-el-rio-cauca-NP18064944>

- Ozcelik, M., & Tutus, O. (2020). An investigation on Botan Bridge (Siirt – Turkey) collapse during construction. *Structures*, 25, 268–273. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.03.017>
- Palmisano, F., & Vitone, A. (2024). The Partial Collapse of the Italia Viaduct. *Structural Engineering International*, 34(3), 358–369. <https://doi.org/10.1080/10168664.2024.2322536>
- Pearson, C., & Delatte, N. (2006). Collapse of the Quebec Bridge, 1907. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(1), 84–91. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2006\)20:1\(84\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:1(84))
- Peng, W., Ding, R., Xu, W., Xu, X., Dai, F., & Taciroglu, E. (2019). A forensic analysis of the Florida International University pedestrian bridge collapse using incident video footages. *Engineering Structures*, 200, 109732. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109732>
- Peng, W., Tang, Z., Wang, D., Cao, X., Dai, F., & Taciroglu, E. (2020). A forensic investigation of the Xiaoshan ramp bridge collapse. *Engineering Structures*, 224, 111203. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111203>
- Pennington, S. M. (2009). The Bussey Railroad Bridge Collapse. *Forensic Engineering 2009*, 105–114. [https://doi.org/10.1061/41082\(362\)11](https://doi.org/10.1061/41082(362)11)
- Porcu, M. C., Buitrago, M., Calderón, P. A., Garau, M., Cocco, M. F., & Adam, J. M. (2025). Robustness-based assessment and monitoring of steel truss railway bridges to prevent progressive collapse. *Journal of Constructional Steel Research*, 226, 109200. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.109200>
- Pucci, A., Eickmeier, D., Sousa, H. S., Giresini, L., Matos, J. C., & Holst, R. (2023). Fragility Analysis Based on Damaged Bridges during the 2021 Flood in Germany. *Applied Sciences*, 13(18), 10454. <https://doi.org/10.3390/app131810454>
- Qiu, W., Jiang, M., & Zhang, Z. (2014). Responses of self-anchored suspension bridge to sudden breakage of hangers. *Structural Engineering and Mechanics*, 50(2), 241–255. <https://doi.org/10.12989/sem.2014.50.2.241>
- Rodrigues, A. (2021, March). *Entre-os-Rios: El puente de la añoranza*. https://eltrapezio.eu/es/portugal/entre-os-rios-el-puente-de-la-anoranza_17858.html

-
- Roth, L. (2019). *Passerelle Pont Adolphe cycle path in Luxembourg (photograph)*.
<https://www.dezeen.com/2019/05/24/passerelle-pont-adolphe-cycle-path-luxembourg-christian-bauer/>
- Ryjáček, P., Příbramský, V., Tretyakov, A., & Plachý, T. (2024). The dynamic analysis of the Troja footbridge – the analysis of the possibility of the early warning before the collapse. *Procedia Structural Integrity*, 64, 228–237. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.09.235>
- Rymsza, J. (2021). Causes of the Collapse of the Polcevera Viaduct in Genoa, Italy. *Applied Sciences*, 11(17), 8098. <https://doi.org/10.3390/app11178098>
- Sakellariadis, L., Anastasopoulos, I., & Gazetas, G. (2020). Fukae bridge collapse (Kobe 1995) revisited: New insights. *Soils and Foundations*, 60(6), 1450–1467.
<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.09.005>
- Salem, H., Mohssen, S., Kosa, K., & Hosoda, A. (2014). Collapse Analysis of Utatsu Ohashi Bridge Damaged by Tohoku Tsunami using Applied Element Method. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 12(10), 388–402. <https://doi.org/10.3151/jact.12.388>
- Salem, H., Mohssen, S., Nishikiori, Y., & Hosoda, A. (2016). Numerical Collapse Analysis of Tsuyagawa Bridge Damaged by Tohoku Tsunami. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(6). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000925](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000925)
- Sangiorgio, V., Nettis, A., Uva, G., Pellegrino, F., Varum, H., & Adam, J. M. (2022). Analytical fault tree and diagnostic aids for the preservation of historical steel truss bridges. *Engineering Failure Analysis*, 133, 105996. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105996>
- Scattarreggia, N., Galik, W., Calvi, P. M., Moratti, M., Orgnoni, A., & Pinho, R. (2022). Analytical and numerical analysis of the torsional response of the multi-cell deck of a collapsed cable-stayed bridge. *Engineering Structures*, 265, 114412.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114412>
- Scozzese, F., Ragni, L., Tubaldi, E., & Gara, F. (2019). Modal properties variation and collapse assessment of masonry arch bridges under scour action. *Engineering Structures*, 199, 109665. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109665>

- Seif, S. P., & Dilger, W. H. (1990). Nonlinear Analysis and Collapse Load of P/C Cable-Stayed Bridges. *Journal of Structural Engineering*, 116(3), 829–849. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:3\(829\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:3(829))
- Sénat de la République française. (2019). *Sécurité des ponts : éviter un drame*. <https://www.senat.fr/rap/r18-609/r18-609.html>
- Serrano, Á. (2022). *Informe preliminar sobre las causas del colapso de dos vanos en el viaducto del Castro* (Numbers MC-8964_I06_VCastro_Informe_preliminar_colapso_Ed02).
- Seyed Khoei, A., Akbari, R., Maalek, S., & Gharighoran, A. (2020). Assessment of Design and Retrofitting Solutions on the Progressive Collapse of Hongqi Bridge. *Shock and Vibration*, 2020, 1–13. <https://doi.org/10.1155/2020/4932721>
- Shao, G., Jin, H., Jiang, R., & Xu, Y. (2021). Dynamic Response and Robustness Evaluation of Cable-Supported Arch Bridges Subjected to Cable Breaking. *Shock and Vibration*, 2021(1). <https://doi.org/10.1155/2021/6689630>
- Shi, X., Zhou, Z., & Ruan, X. (2018). Forensic Diagnosis on the Overall Collapse of a Composite Box-Girder Bridge. *Structural Engineering International*, 28(1), 51–59. <https://doi.org/10.1080/10168664.2018.1431424>
- Shoghijavan, M., & Starossek, U. (2018a). An analytical study on the bending moment acting on the girder of a long-span cable-supported bridge suffering from cable failure. *Engineering Structures*, 167, 166–174. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.017>
- Shoghijavan, M., & Starossek, U. (2018b). Structural Robustness of Long-Span Cable-Supported Bridges in a Cable-Loss Scenario. *Journal of Bridge Engineering*, 23(2). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001186](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001186)
- Shoghijavan, M., & Starossek, U. (2021). Developing a robustness index for parallel load-bearing systems. *Engineering Structures*, 244, 112742. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112742>

- Stark, T. D., Benekohal, R., Fahnestock, L. A., LaFave, J. M., He, J., & Wittenkeller, C. (2016). I-5 Skagit River Bridge Collapse Review. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(6).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000913](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000913)
- Starossek, U. (2006). Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures. *Structural Engineering International*, 16(2), 113–117.
<https://doi.org/10.2749/101686606777962477>
- Starossek, U. (2007). Typology of progressive collapse. *Engineering Structures*, 29(9), 2302–2307.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.025>
- Starossek, U. (2017). *Progressive Collapse of Structures* (2nd ed.). ICE Publishing.
- Starossek, U., & Haberland, M. (2010). Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 24(6), 519–528.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000138](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000138)
- Statens havarikommisjon. (2023). *Kollapsen av Tretten bru i Øyer kommune – Delrapport 1*.
- Statens havarikommisjon. (2024). *Kollapsen av Tretten bru i Øyer kommune – Delrapport 2*.
- Storey, C., & Delatte, N. (2003). Lessons from the Collapse of the Schoharie Creek Bridge. *Forensic Engineering (2003)*, 158–167. [https://doi.org/10.1061/40692\(241\)18](https://doi.org/10.1061/40692(241)18)
- Sun, J., Zhang, J., Huang, W., Zhu, L., Liu, Y., & Yang, J. (2020). Investigation and finite element simulation analysis on collapse accident of Heyuan Dongjiang Bridge. *Engineering Failure Analysis*, 115, 104655. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.104655>
- Sun, Q., Fan, B., Chen, K., Song, Z., Zou, J., & Chao, P. (2025). *Inverse Analysis of Progressive Collapse of Through Tied-Arch Bridge Considering Suspenders Fracture* (pp. 122–130).
https://doi.org/10.1007/978-3-031-86719-4_14
- Swenson, D. V., & Ingraffea, A. R. (1991). The collapse of the Schoharie Creek Bridge: a case study in concrete fracture mechanics. In *Current Trends in Concrete Fracture Research* (pp. 73–92). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-94-011-3638-9_6

- Syngros, C., Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2004). Geotechnical Effects in the Collapse of Fukae (Hanshin Expressway) Bridge, Kobe, 1995. *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, 1691–1700. [https://doi.org/10.1061/40744\(154\)162](https://doi.org/10.1061/40744(154)162)
- Tabbakhha, M., Astaneh-Asl, A., & Setioso, D. C. (2016, March). *Failure Analysis of Flood Collapse of the Tex Wash Bridge*. <https://doi.org/10.11159/icsenm16.118>
- Tajima, Keiji., Ishiguro, Hirokazu., & Aso, Toshihiko. (2021). Study on Redundancy Improvement for Truss Bridges Focusing on the Geometry and Placement Pattern of Additional Braces. *International Journal of Steel Structures*, 21(4), 1145–1158. <https://doi.org/10.1007/s13296-021-00509-7>
- Tang, H., Xu, W., & Yi, J. (2024). Seismic performance of cable-stayed bridges under large earthquake ground motions considering the loss of stay cables. *Case Studies in Construction Materials*, 20, e02888. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e02888>
- Tanner, P., & Hingorani, R. (2013). Collapse of the River Verde Viaduct Scaffolding System. *Safety, Failures and Robustness of Large Structures*, 162–169. <https://doi.org/10.2749/222137813807018890>
- Thater, G. G., & Velivasakis, E. E. (2000). The Ore Bridge Collapse. *Forensic Engineering (2000)*, 560–569. [https://doi.org/10.1061/40482\(280\)59](https://doi.org/10.1061/40482(280)59)
- Thornton Tomasetti. (2008). *I-35W Bridge Collapse*. <https://www.thorntontomasetti.com/project/i-35w-bridge-collapse>
- Tremblay, R., & Mitchell, D. (2006). Collapse during Construction of a Precast Girder Bridge. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(2), 113–125. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2006\)20:2\(113\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:2(113))
- U.S. Department of Defense (DoD). (n.d.). *UFC 4-023-03: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse* (Number UFC 4-023-03). Retrieved <https://www.wbdg.org/dod/ufc/ufc-4-023-03>
- U.S. General Services Administration (GSA). (2013). *Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance*. https://www.gsa.gov/system/files/Progressive_Collapse_2016.pdf

- Wang, H., Chen, Q., Agrawal, A. K., El-Tawil, S., Bhattacharya, B., & Wong, W. (2022). Dynamic Response and Progressive Collapse of a Long-Span Suspension Bridge Induced by Suspender Loss. *Journal of Structural Engineering*, 148(6).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003367](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003367)
- Wang, H., Chen, Q., Agrawal, A. K., El-Tawil, S., Bhattacharya, B., & Wong, W. (2023). Performance of a Long-Span Suspension Bridge Subjected to Sudden Single Suspender Loss. *Journal of Bridge Engineering*, 28(11). <https://doi.org/10.1061/JBENF2.BEENG-6108>
- Wang, H., Hsieh, S.-C., Lin, C., & Wang, C.-Y. (2014). Forensic Diagnosis on Flood-Induced Bridge Failure. I: Determination of the Possible Causes of Failure. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(1), 76–84. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000419](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000419)
- Wang, W., Liu, R., & Wu, B. (2014). Analysis of a bridge collapsed by an accidental blast loads. *Engineering Failure Analysis*, 36, 353–361.
<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.10.022>
- Wardhana, K., & Hadipriono, F. C. (2003). Analysis of Recent Bridge Failures in the United States. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 17(3), 144–150.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2003\)17:3\(144\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2003)17:3(144))
- Witzany, J., Cejka, T., & Zigler, R. (2008a). Failure Resistance of Historic Stone Bridge Structure of Charles Bridge. II: Susceptibility to Floods. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 22(2), 83–91. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2008\)22:2\(83\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2008)22:2(83))
- Witzany, J., Cejka, T., & Zigler, R. (2008b). Failure Resistance of the Historic Stone Bridge Structure of Charles Bridge. I: Susceptibility to Nonstress Effects. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 22(2), 71–82. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2008\)22:2\(71\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2008)22:2(71))
- Wojnowski, D. A., Domel, A. W., Wilkinson, J. A., & Kenner, M. T. (2002). Analysis of a hybrid plate girder bridge during erection: collapse of Tennessee Highway 69 bridge. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(1), 87–95. <https://doi.org/10.1002/pse.103>

- Wolff, M., & Starossek, U. (2009). Cable loss and progressive collapse in cable-stayed bridges. *Bridge Structures*, 5(1), 17–28. <https://doi.org/10.1080/15732480902775615>
- Woodward, R. J. (1989). Collapse of a Segmental Post-Tensioned Concrete Bridge. In *Concrete Bridge Design and Maintenance: Steel Corrosion in Concrete* (pp. 38–59).
- Wu, B., Sun, G., Li, H., Xu, H., & Luo, R. (2022). Collapse of the Baihua Bridge under Near-Fault Ground Motion: Finite-Element Analysis with Multiscale Model. *Journal of Bridge Engineering*, 27(5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001849](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001849)
- Wu, G., & Qiu, W. (2020). Effect of Load Cases and Hanger-Loss Scenarios on Dynamic Responses of the Self-Anchored Suspension Bridge to Abrupt Rupture of Hangers. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001482](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001482)
- Wu, T.-R., Wang, H., Ko, Y.-Y., Chiou, J.-S., Hsieh, S.-C., Chen, C.-H., Lin, C., Wang, C.-Y., & Chuang, M.-H. (2014). Forensic Diagnosis on Flood-Induced Bridge Failure. II: Framework of Quantitative Assessment. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(1), 85–95. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000393](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000393)
- Wu, W., Wang, H., Zhu, Y., Yu, J., Zhao, H., & Zhang, H. (2018). New Hanger Design Approach of Tied-Arch Bridge to Enhance Its Robustness. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(11), 4547–4554. <https://doi.org/10.1007/s12205-018-1835-3>
- Xu, X., Wang, J., Wei, J., Taciroglu, E., Dai, F., & Peng, W. (2018). A forensic investigation of the Taihe arch bridge collapse. *Engineering Structures*, 176, 881–891. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.011>
- Xu, Z., Lu, X., Guan, H., Lu, X., & Ren, A. (2013). Progressive-Collapse Simulation and Critical Region Identification of a Stone Arch Bridge. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(1), 43–52. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000329](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000329)
- Yan, D., & Chang, C. C. (2009). Vulnerability Assessment of Cable-Stayed Bridges in Probabilistic Domain. *Journal of Bridge Engineering*, 14(4), 270–278. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2009\)14:4\(270\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2009)14:4(270))

- Yan, D., & Chang, C. C. (2010). Vulnerability assessment of single-pylon cable-stayed bridges using plastic limit analysis. *Engineering Structures*, 32(8), 2049–2056.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.03.005>
- Yan, S., Zhao, X., & Lu, Y. (2017). Collapse-Resisting Mechanisms of Planar Trusses Following Sudden Member Loss. *Journal of Structural Engineering*, 143(9).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001849](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001849)
- Yang, J., & Ghosn, M. (2015). Reliability-Based Progressive Collapse and Redundancy Analysis of Suspension Bridges. *Proceedings of the 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP12)*, 1–8.
<https://doi.org/https://dx.doi.org/10.14288/1.0076025>
- Yoshida, N., Tazoh, T., Wakamatsu, K., Yasuda, S., Towhata, I., Nakazawa, H., & Kiku, H. (2007). Causes of Showa Bridge Collapse in the 1964 Niigata Earthquake Based on Eyewitness Testimony. *Soils and Foundations*, 47(6), 1075–1087.
<https://doi.org/10.3208/sandf.47.1075>
- Zampieri, P., Faleschini, F., Zanini, M. A., & Simoncello, N. (2018). Collapse mechanisms of masonry arches with settled springing. *Engineering Structures*, 156, 363–374.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.048>
- Zerayohannes, G., Gebreyouhannes, E., & Zekaria-Abdullahi, A. (2017). Investigation of the Cause of Failure of the Omo River Bridge. *Structural Engineering International*, 27(3), 418–421.
<https://doi.org/10.2749/101686617X14881937384729>
- Zhang, R., Xiong, W., Ma, X., & Cai, C. S. (2025). A forensic investigation of progressive bridge collapse under floods and asymmetric scour validated by incident video footages. *Structure and Infrastructure Engineering*, 21(10), 1675–1694.
<https://doi.org/10.1080/15732479.2023.2290701>
- Zhao, Q., Yu, B., Burdette, E. G., & Hastings, J. S. (2009). Monitoring Steel Girder Stability for Safer Bridge Erection. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(6), 391–398.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000048](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000048)

- Zhao, X., Yan, S., Chen, Y., Xu, Z., & Lu, Y. (2017). Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of planar trusses. *Engineering Structures*, 135, 104–116.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.013>
- Zheng, X., Luo, Z., Zhang, Y., Wang, S., & Ren, L. (2022). A method for the robustness evaluation of cable-stayed bridges with steel truss girders under different reinforcement cases. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 38(1).
<https://doi.org/10.23967/j.rimni.2022.03.009>
- Zheng, X., Zhang, G., Zhang, Y., & Ren, L. (2021). Alternative Load Path Analysis for Determining the Geometric Agreement of a Cable-Stayed Bridge with Steel Truss Girders. *Advances in Civil Engineering*, 2021(1). <https://doi.org/10.1155/2021/2158582>
- Zheng, Y., Wu, H., You, X., & Xie, H. (2022). Model updating-based dynamic collapse analysis of a RC cable-stayed bridge under earthquakes. *Structures*, 43, 1100–1113.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.07.023>
- Zheng, Y., Xu, Y.-L., & Zhan, S. (2019). Seismic Responses and Collapse of a RC Pedestrian Cable-Stayed Bridge: Shake Table Tests. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 19(07), 1950067. <https://doi.org/10.1142/S0219455419500676>
- Zhou, X., Di, J., & Tu, X. (2019). Investigation of collapse of Florida International University (FIU) pedestrian bridge. *Engineering Structures*, 200, 109733.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109733>
- Zhou, Y., & Chen, S. (2014). Time-Progressive Dynamic Assessment of Abrupt Cable-Breakage Events on Cable-Stayed Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 19(2), 159–171.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000517](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000517)
- Zhou, Y., & Chen, S. (2015). Numerical investigation of cable breakage events on long-span cable-stayed bridges under stochastic traffic and wind. *Engineering Structures*, 105, 299–315.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.009>
- Zhu, S., Levinson, D., Liu, H. X., & Harder, K. (2010). The traffic and behavioral effects of the I-35W Mississippi River bridge collapse. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 44(10), 771–784. <https://doi.org/10.1016/j.tra.2010.07.001>

ZUCCA, M., TATTONI, S., DI CASTRI, M., & SIMONCELLI, M. (2024). On the collapse of a post-tensioned reinforced concrete truss bridge during the construction phases. *Engineering Failure Analysis*, 158, 107999. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2024.107999>