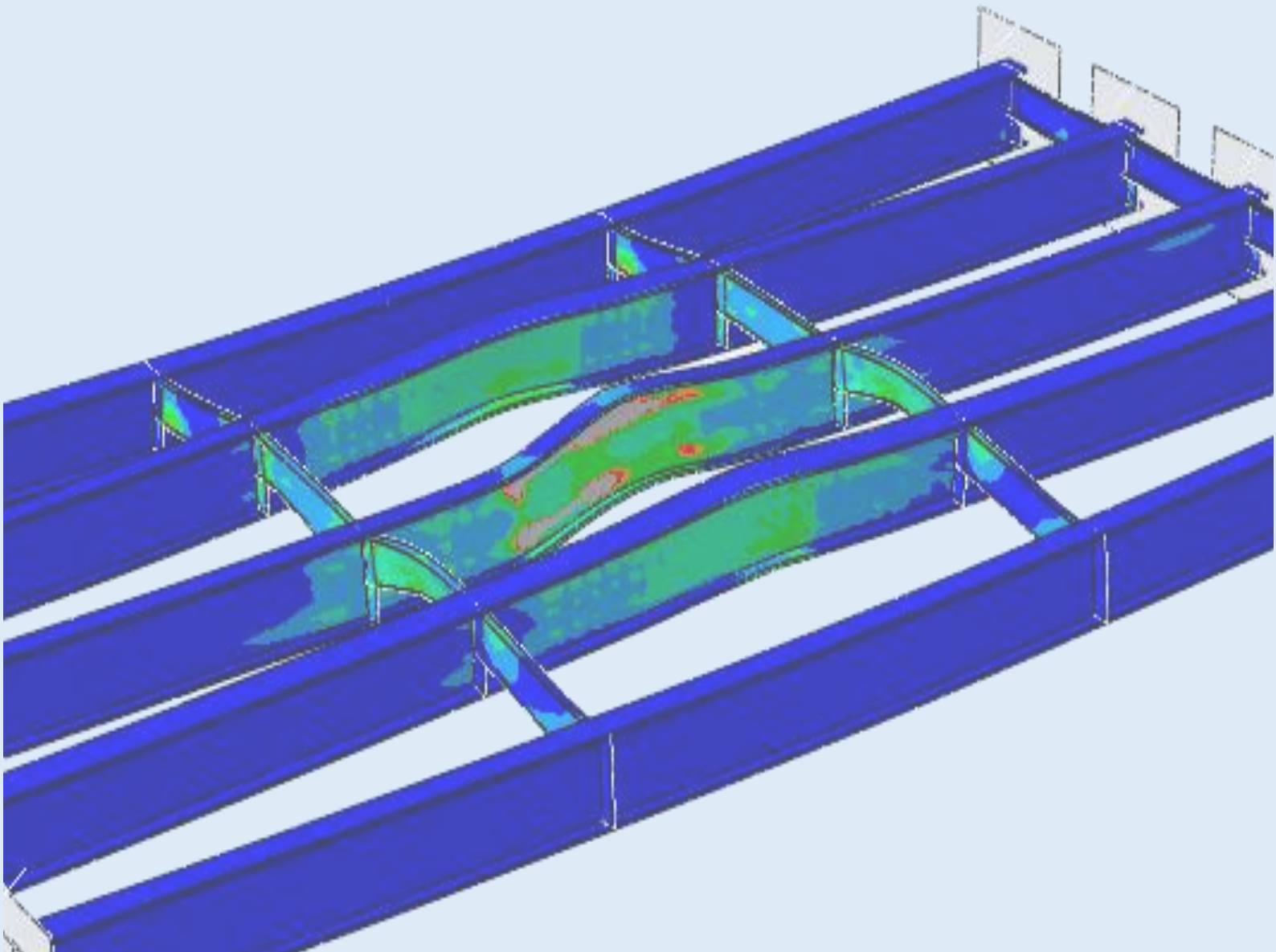


**Análisis de la respuesta
frente al fuego de puentes metálicos multijácena**

Guillem Peris Sayol



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

**Tesis Doctoral dirigida por:
Ignacio Payá Zaforteza**

Mayo 2017



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de
Ingeniería Civil

Análisis de la respuesta frente al fuego de puentes metálicos multijácena

Guillem Peris Sayol

Tesis Doctoral dirigida por:
Dr. Ignacio Payá Zaforteza

Universidad Politécnica de Valencia
Marzo de 2017

ISBN: 978-84-17098-01-8

A mi abuela Perfecta, a mis Padres,
Ferran Y Silvia

Esta Tesis se presenta en la modalidad de compendio de artículos. A continuación se muestran las publicaciones que constituyen el cuerpo de esta tesis.

Artículos de Revista:

- i. Peris-Sayol G, Alós-Moya J, Payá-Zaforteza I, Hospitaler-Pérez A. (2014). *“Estudio paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales”*. Informes de la Construcción, Vol 66, EXTRA-1. DOI:10.3989/ic.13-077
- ii. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2015). *“Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios”*. Computers & Structures, Volume 158, (1 October 2015), Pages 333–345. DOI:10.1016/j.compstruc.2015.06.003
- iii. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2016). *“Detailed Analysis of the Causes of Bridge fires and Their Associated Damage Levels”*. ASCE Journal of Performance and Constructed Facilities. Volume accepted. DOI:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000977.

Participaciones en congresos:

- i. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J. (2014). *“Analysis of the response of a steel girder bridge to different tanker fires depending on its structural boundary conditions”*. 8th Conference on Structures in Fire (SIF'14), Shanghai, China. Junio de 2014. DOI:10.13140/2.1.2224.8964
- ii. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2014). *“Análisis de la influencia del tipo de elemento finito empleado en la respuesta frente al fuego de un puente metálico”*. III Fire Engineering Conference. ETSII-UPV, Valencia, Octubre de 2014.
- iii. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2015). *“Analysis of the Influence of Structural Models in Fire Responses of Steel Girder Bridges”*. ASCE Structures Congress 2015, Portland, USA. pp. 160-171. DOI:10.1061/9780784479117.014.
- iv. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2016). *“Analysis of the Factors that Influence the Maximum Adiabatic Temperatures in I-girder Bridges”*. 9th Conference on Structures in Fire (SIF'16), Princeton, Estados Unidos. Junio de 2016.
- v. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I. (2016). *“Study of the parameters that influence the behaviour of I-girder bridges during fire events”*. Fire and Evacuation Modelling Technical Conference 2016, Malaga, España. Noviembre de 2016.
- vi. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I. (2016). *“Análisis de la respuesta frente al fuego de puentes metálicos”*. IV Fire Engineering Conference. ETSII-UPV, Valencia, Diciembre de 2016.

Además el autor ha contribuido en las siguientes publicaciones que no se incluyen en esta tesis:

- i. Alós-Moya J, Payá-Zaforteza I, Peris-Sayol G, Hospitaler-Pérez A. (2014). *“Consideración del fuego en el diseño de puentes multiviga mixtos”*. III Workshop Fire Engineering Conference. ETSII-UPV, Valencia, Octubre de 2014.
- ii. Alós-Moya J, Payá-Zaforteza I, Hospitaler-Pérez A, Peris-Sayol G. (2014). *“Incendios en puentes. Estudio paramétrico de la respuesta termo-mecánica de un puente multiviga mixto”*. VI Congreso de ACHE, Madrid. Junio de 2014.

- iii. Alós-Moya J, Marco-Espinosa F, Payá-Zaforteza I, Peris-Sayol G. (2016). *“Analysis of several strategies for the monitoring of bridges under fire”*. 19th IABSE Congress Stockholm, Septiembre de 2016.

RESUMEN

Los puentes son elementos críticos de las infraestructuras del transporte cuyo deterioro o colapso puede tener grandes consecuencias económicas y sociales. Para minimizar la probabilidad de aparición de estas negativas consecuencias, las normativas de aplicación en puentes definen las acciones o cargas a tener en cuenta en su diseño. En este contexto, acciones extraordinarias como el sismo o la socavación de la cimentación han sido muy estudiadas en el pasado y están ampliamente recogidas en la bibliografía y en las normativas actuales. Sin embargo, los efectos del fuego en los puentes han sido muy poco estudiados y no hay normativa que ayude al ingeniero proyectista a abordar el problema. Esta ausencia de normativa contrasta con la importancia del fuego en puentes evaluada por el número y consecuencias de este tipo de incidentes ocurridos en el pasado.

En este contexto, esta Tesis establece parte de las bases necesarias para una normativa específica para el fuego en puentes y analiza la respuesta al fuego de puentes metálicos multijácena. Para ello, se ha realizado en primer lugar una búsqueda de incidentes reales que ha permitido detectar patrones en los incendios de puentes y ver qué tipo de puentes son más susceptibles de sufrir daños de consideración.

Una vez detectados los incidentes y puentes críticos, la Tesis estudia la respuesta estructural mediante simulación computacional del incendio de un camión cisterna bajo un puente metálico multijácena tipo. En este estudio se hace especial hincapié en las condiciones de contorno del modelo para reproducir de manera real el comportamiento del puente frente al fuego. Además, se estudian posibles simplificaciones del modelo para poder analizar rápidamente la respuesta del puente sin tener que realizar un modelo completo del mismo.

Una vez validado el modelo y aplicadas las simplificaciones oportunas, se procede al estudio de la influencia que distintos parámetros (geométricos, ambientales y relativos a la carga de fuego) tienen en las temperaturas alcanzadas por la tipología de puentes analizada y, por tanto, en su riesgo de colapso. Este estudio sienta las bases para una futura curva paramétrica de aplicación al fuego en puentes.

RESUM

Els ponts són elements crítics de les infraestructures del transport i el deteriorament o col·lapse dels quals pot tindre grans conseqüències econòmiques i socials. Per a minimitzar la probabilitat d'aparició d'estes negatives conseqüències, les normatives d'aplicació en ponts defineixen les accions o càrregues a tindre en compte en el seu disseny. En aquest context, accions extraordinàries com el sisme o la soscavació de la cimentació han sigut molt estudiades en el passat i estan àmpliament recollides en la bibliografia i en les normatives actuals. No obstant això, els efectes del foc en els ponts han sigut molt poc estudiats i no hi ha normativa que ajude a l'enginyer projectista a abordar el problema. Esta mancança de normativa contrasta amb la importància del foc en els ponts avaluada pel número i conseqüències d'aquest tipus d'incidents ocorreguts en el passat.

En aquest context, esta Tesi estableix part de les bases necessàries per a una normativa específica per al foc en ponts i analitza la resposta al foc de ponts metàl·lics multi-biga. Per a això, s'ha realitzat en primer lloc una recerca d'incidents reals que ha permès detectar patrons en els incendis de ponts i veure quin tipus de ponts són més susceptibles de patir d'anys de consideració.

Una vegada detectats els incidents i ponts crítics, la Tesi estudia la resposta estructural per mitjà de simulació computacional de l'incendi d'un camió cisterna davall un pont metàl·lic multi-biga tipus. En este estudi es fa especial insistència en les condicions de contorn del model per a reproduir de manera real el comportament del pont enfront del foc. A més, s'estudien possibles simplificacions del model per a poder analitzar ràpidament la resposta del pont sense haver de realitzar un model complet del mateix.

Una vegada validat el model i aplicades les simplificacions oportunes, es procedeix a l'estudi de la influència que distints paràmetres (geomètrics, ambientals i relatius a la càrrega de foc) tenen en les temperatures aconseguides per la tipologia de ponts analitzada i, per tant, en el seu risc de col·lapse. Este estudi assenta les bases per a una futura corba paramètrica d'aplicació al foc en ponts.

ABSTRACT

Bridges are critical elements of the transportation system whose loss can have serious social and economic consequences. To minimize the likelihood of these negative consequences, codes define the loads to be considered when designing a bridge. In this context, extraordinary actions such as earthquakes or floods have been studied in the past and are widely reflected in the bibliography and in current regulations. However the effects of fire on bridges have been poorly studied and there is not any standard to help the design engineer to deal with the problem. This lack of standards contrasts with the importance of fire on bridges as shown by the number and consequences of such incidents in the past.

In this context, this Thesis establishes part of the basis required for the development of a code specific for bridge fires and also analyzes the fire response of a steel multi-girder bridges. To reach these goals, a research and analysis of real bridge fire events has been carried out. This research has enabled to obtain patterns in bridge fires and has helped to define which bridges are more susceptible to suffer serious damage due to a fire.

Once the critical incidents and bridges have been found, this Thesis studies using numerical models the structural response of a typical multi-girder steel bridge to a tanker truck fire under its deck. In this study, special emphasis is placed on the boundary conditions of the model to realistically reproduce the behavior of the bridge. In addition, simplifications of the model are studied to decrease the complexity of the numerical models used as well as the computing times.

Once the model has been validated and the simplifications are applied, the influence of different parameters (geometric, environmental and relative to the fire load) on the temperatures reached by the structural system studied and therefore, its collapse risk, has been studied. This study lays the foundations for a future definition of parametric fire curves specific for bridges.

AGRADECIMIENTOS

Sin duda el agradecimiento más especial es para Ignacio Payá Zaforteza que me animó y me convenció para embarcarme en este proyecto. Cuando muchos decían que esto era “*garbellar aigua*” poco a poco esto ha ido saliendo hacia adelante con publicaciones, congresos y finalmente con esta Tesis Doctoral. Sin duda sin él esto no existiría. ¡Gracias!

Además destacar la impresionante ayuda que he recibido en todo momento por parte de Antonio Hospitaler, José Alós y Sebastià Balasch. Es un gran honor tener publicaciones junto a ellos y su inestimable ayuda ha sido clave para la consecución de esta Tesis. ¡Gracias!

También tengo que agradecer a mis padres por todo el apoyo y comprensión que han tenido, y por inculcarme que mi trabajo es aprender y esforzarse en sacar las cosas lo mejor que uno pueda, claramente otra de las patas de esta Tesis son ellos y sin ellos nunca hubiese conseguido esta meta. ¡Gracias!

Además, quiero recalcar a alguien que me crió y me cuidó cuando era pequeño, a mi abuela Perfecta, ya que la persona que soy ahora es el reflejo de sus enseñanzas y su forma de transmitirme la vida y siempre habrá una parte de ella en mí, así que esta Tesis en parte también es suya. ¡Gracias!

Por último, hay mucha gente a la que quiero dar las gracias, gente que me ha enseñado como trabajar, que me ha transmitido sus conocimientos, gente que ha compartido trabajos y proyectos conmigo, gente que me ha enseñado cosas que ahora me permiten ver la vida de una forma diferente o simplemente gente que me hace o me ha hecho feliz. A todos ellos quiero darles las gracias, es una lista tan grande que me harían falta varias páginas. Gracias a todos vosotros que habéis colaborado con esto, vosotros sabéis quienes sois. ¡Gracias!

Y esto no es más que el principio de muchas otras cosas...

“Aquello que para la oruga es el fin del mundo, para el resto del mundo se llama mariposa.” Lao-Tsé

ÍNDICE

Resumen.....	iii
Resum.....	iv
Abstract	v
Agradecimientos	vi
1 Introducción	1
1.1 El Problema del Fuego en los Puentes	1
1.2 Objetivos y Contribuciones de la Tesis.....	10
1.3 Estructura de la Tesis	11
2 Determinación de los Factores de Riesgo en Incendios en Puentes.....	12
2.1 Caracterización de las Variables.....	14
2.1.1 Área	14
2.1.2 Material	14
2.1.3 Sistema Estructural.....	14
2.1.4 Ancho y Luz del Puente	14
2.1.5 Causa del Incendio	14
2.1.6 Tipo de Combustible	15
2.1.7 Posición del Camión Cisterna	15
2.1.8 Niveles de Daño.....	15
2.2 Análisis Estadístico	20
2.2.1 Material	20
2.2.2 Causa del Fuego.....	21
2.2.3 Incendios Causados por Camiones Cisterna.....	23
2.3 Conclusiones.....	27
3 Análisis Numérico.....	28
3.1 Metodología	30
3.2 Definición Geométrica	31
3.2.1 Puente de 12.2 metros de Luz.....	32
3.2.2 Puente de 21.34 metros de Luz.....	32
3.3 Modelo FDS	33
3.3.1 Volumen de Control y Malla.....	33
3.3.2 Carga de Fuego y Modelo de Combustión	34
3.3.3 Temperatura Adiabática.....	35

3.3.4	Resultados	36
3.4	Modelo ABAQUS	38
3.4.1	Malla.....	39
3.4.2	Materiales	40
3.4.3	Condiciones de Contorno.....	45
3.4.4	Cargas Térmicas.....	45
3.4.5	Cargas gravitatorias.....	46
3.4.6	Valoración del Fallo	46
3.4.7	Análisis Estructural	46
3.5	Conclusiones.....	61
4	Estudio Paramétrico	63
4.1	Gálibo	64
4.2	Configuración del Vano	66
4.3	Viento	68
4.4	Conclusiones.....	69
5	Influencia de los Parámetros en las Máximas Temperaturas Adiabáticas Alcanzadas.....	70
5.1	Metodología	70
5.2	Parámetros Estudiados	71
5.3	Características de los Modelos.....	72
5.4	Diseño de Experimentos	72
5.5	Resultados	73
5.6	Conclusiones.....	76
6	Conclusiones Generales y Futuras Líneas de Investigación	77
6.1	Conclusiones Generales	77
6.2	Futuras Líneas de Investigación	78
7	Referencias.....	80
	ANEXO 1: Tabla de Casos	85
	ANEXO 2: Superficie Adiabática	97
	Introducción	97
	Teoría Básica	98
	Utilidad de la Superficie Adiabática	99
	ANEXO 3: Justificación de Impacto	100
	ANEXO 4: Cartas de Aceptación	103
	ANEXO 5: Artículos	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Colapso del Intercambiador MacArthur Maze en Oakland, CA, USA. Fuente: Noah Berger.....	3
Figura 2. Incendio Pont Mathilde. a) Incendio bajo la estructura. Fuente Youtube b) Puente una vez extinguido el incendio. Fuente Thomas Blackhore.....	3
Figura 3. Imágenes de incendios recientes en puentes. a) Hazel Park, Detroit, Usa. Fuente: Ap Phile Photo / Carlos Osorio. b) MacArthur Maze, Oakland, USA. Fuente: Associated Press. c) Pont Mathilde, Ruan, Francia. Fuente: Dvelec. d) Rampa I270/70, Ohio, USA. Fuente: 10tv.com.....	6
Figura 4. Algunos ejemplos de daños en puentes para puentes de acero. (a) Nivel de daño 2: Ennegrecimiento de la estructura sin sufrir deformaciones en puente en Commerce, CA, Estados Unidos. Fuente: EGP Photo. (b) Nivel de daño 3: la péndola tuvo que se remplaza debido a los graves daños en Puente Mezcala, Mexico. (c) Nivel de daño 4: I/20/I-59/I-65 intercambiador en Birmingham, Alabama, Estados Unidos. Imagen cortesía del departamento de Alabama de Transportes. (d) Nivel de daño 5: Colapso de uno de los vanos del Puente sobre la I-75 cerca de Hazel Park en Detroit, MI, Estados Unidos. Fuente: jalopnik.com	16
Figura 5. Ejemplo de niveles de daño en puente de hormigón. Rampa I-270 con I-70, Ohio, USA. Fuente: wohio,	17
Figura 6. Intervalos de Tukey para analizar la influencia del material sobre el nivel de daño. .	20
Figura 7. Incendio en Hesperia (2014). Colapso de la estructura cuando se encontraba en construcción. Fuente: latimes.com	21
Figura 8. Intervalos de Tukey para el análisis de la influencia de la causa de fuego en el nivel de daño.	22
Figura 9. Izda. Daños ocasionados por el incendio de unas pilas de plástico bajo la estructura, Dormagen, Alemania. Fuente: thelocal.de. Dcha. Colapso de un puente en El Cairo debido al incendio de una tubería de gas. Fuente: ndjblogalnews.	23
Figura 10. Número de incidentes provocados por camiones cisterna.	23
Figura 11. Intervalos de Tukey para analizar la influencia del tipo de combustible.....	24
Figura 12. Intervalos de Tukey para analizar la influencia de la posición del camión cisterna. .	25
Figura 13. Incendios causados por camiones cisterna. Sistema estructural de los casos con nivel de daño 4 y 5.....	26
Figura 14. Esquema de la metodología empleada.....	30
Figura 15. Pasos superiores típicos de vigas metálicas con losa de hormigón armado. a) fuente propia b) fuente: Ignacio Payá-Zaforteza.....	31
Figura 16. Reproducción mediante Rhino de un paso superior de vigas metálicas con losa de hormigón armado.	31
Figura 17. Geometría del puente de 12.2 m. a) Vista en planta sin la losa de hormigón. b) Sección del puente.	32
Figura 18. Geometría del puente de 21.34 m. a) Vista en planta sin la losa de hormigón. b) Sección del puente.....	33
Figura 19. a) Geometría empleada en el modelo FDS. b) Volumen de control utilizado para el caso de puente de 12.2 metros.....	34
Figura 20. Distintas posiciones analizadas en el caso del puente de 12.2 metros.	35
Figura 21. Distintas posiciones analizadas en el caso del puente de 21.34 metros.	35
Figura 22. Sensores de temperatura adiabática en la sección monitorizada.	36

Figura 23. Resultados (temperaturas adiabáticas) correspondientes a la simulación del caso 12.2-fire1 en fase estable.....	36
Figura 24. Temperaturas adiabáticas a lo largo de la longitud del puente. Caso puente de 12.2 metros. a) incendio en centro luz (fire1). b) incendio cerca del estribo (fire2).....	37
Figura 25. Temperaturas adiabáticas a lo largo de la longitud del puente. Caso puente 21.34 metros. a) incendio en centro luz (fire1). b) incendio cerca del estribo (fire2).....	37
Figura 26. Temperaturas adiabáticas en las tres zonas dispuestas para la viga más expuesta térmicamente (Viga 3). Caso puente de 12.2 metros. a) Incendio en centro luz (fire1) b) incendio cerca del estribo (fire2)	37
Figura 27. Temperaturas adiabáticas en las tres zonas dispuestas para la viga más expuesta térmicamente (Viga 3). Caso puente de 21.34 metros. a) Incendio en centro luz (fire1) b) incendio cerca del estribo (fire2)	38
Figura 28. Modelo utilizado (Puente 12.2 metros) y mallado. a) Puente completo. b) Viga aislada.	40
Figura 29. Calor específico según la temperatura. Obtenido del EC-3 [45].....	41
Figura 30. Conductividad térmica según la temperatura. Obtenido del EC-3 [45].....	41
Figura 31. Dilatación térmica según la temperatura. Obtenido del EC-3 [45].....	42
Figura 32. Curvas constitutivas para el acero A36 con endurecimiento por deformación.	42
Figura 33. Densidad del hormigón según la temperatura. Obtenido del EC-2 [46].....	43
Figura 34. Calor específico del hormigón según la temperatura para un hormigón con un 1.5% de humedad. Obtenido del EC-2 [46].....	44
Figura 35. Conductividad térmica del hormigón según la temperatura. Obtenido del EC-2 [46].	44
Figura 36. Ejemplo de discretización de una viga en tramos.....	47
Figura 37. Puente de 12.2 metros incendio en centro luz. Viga 3. Ejemplo de discretización de la carga térmica para el escenario fire1. a) 8 tramos. b) 16 tramos.	47
Figura 38. Evolución de la flecha máxima de la viga 3 con distintas discretizaciones para los casos a) fire1 y b) fire2.....	48
Figura 39. Rotura del apoyo fijo debido a la expansión de las vigas y los fuertes esfuerzos axiales que aparecen. Fuente: NBCDFW.com.....	49
Figura 40. Evolución de las reacciones horizontales que aparecen en el apoyo Este (fijo) para los escenarios de incendio considerados en el estudio.....	49
Figura 41. Envoltorio de las flechas máximas para la viga 3 para diferentes valores de constante del muelle para el caso fire1 (incendio en centro-luz).....	50
Figura 42. Plastificaciones en el momento del fallo. a) Modelo fire1-fix y b) modelo fire1-k \leq 10000.....	51
Figura 43. Modos de fallo para el escenario fire2a. a) Deformaciones en el modelo fire2a-fix, b) desplazamientos transversales en el modelo fire2a-k0.....	52
Figura 44. Escenario "fire1" para el puente de 12.2 metros. Temperaturas en las vigas 3 y 2 en la fase estable para el modelo de transferencia de calor en el que se tiene en cuenta el puente completo (PC) frente a los modelos de viga aislada (VA).	53
Figura 45. Comparativa de la evolución de la flecha máxima según el tipo de modelo empleado para el caso de puente de 12.2 metros. a) escenario fire1. b) escenario fire2.	54
Figura 46. Comparación de las flechas y los desplazamientos transversales en la zona del ala inferior para la Viga 3 del puente de 12.2 metros para el escenario "fire1" según el tipo de modelo empleado (Puente completo vs Viga Aislada)	55

Figura 47. Escenario "fire2". Desplazamientos transversales en la zona del alma para la Viga 3 del puente de 12.2 metros según el tipo de modelo empleado (Puente completo vs Viga Aislada).	56
Figura 48. Escenario "fire1" para el puente de 21.34 metros. Temperaturas en las vigas 3 y 2 en la fase estable para el modelo de transferencia de calor en el que se tiene en cuenta el puente completo (PC) frente a los modelos de viga aislada (VA).	56
Figura 49. Evolución de las flechas máximas en la Viga 3 según el tipo de modelo para el puente de 21.34 metros.	57
Figura 50. Escenario "fire1" para puente de 21.34 metros. Comparativa de las plastificaciones entre el modelo del puente completo (parte superior) y el modelo de la viga aislada (parte inferior).	57
Figura 51. Escenario "fire2" para puente de 21.34 metros. Comparativa de las plastificaciones entre el modelo del puente completo (parte superior) y el modelo de la viga aislada (parte inferior).	58
Figura 52. Escenario de incendio "fire1" para el puente de 21.34 metros. Comparativa de desplazamientos en el punto medio de la superficie inferior del ala inferior.	59
Figura 53. Influencia del gálibo en las temperaturas adiabáticas máximas alcanzadas en la fase estable para la viga más expuesta térmicamente. a) Incendio en centro luz (fire1). b) Incendio cerca del estribo este (fire2).	64
Figura 54. Influencia del gálibo en las máximas flechas alcanzadas en la viga. a) fire1, b) fire2	65
Figura 55. Temperaturas adiabáticas en una sección longitudinal del puente a lo largo de la viga 3 para el incendio completamente desarrollado. a) "fire1" con 5 metros de gálibo. b) "fire1" con 10 metros de gálibo. c) "fire2" con 10 metros de gálibo.	65
Figura 56. Vista ejemplo de distintas configuraciones de puente. En la imagen superior puente de varios vanos apoyados sobre pilas. En la imagen inferior puente de un único vano con estribos cerrados. Fuente: Ignacio Payá.	66
Figura 57. Vista general de los resultados de FDS para puente de tres vanos. Temperaturas adiabáticas.	67
Figura 58. Influencia del tipo de estribo del puente en las temperaturas adiabáticas de la viga más expuesta térmicamente. a) incendio en centro luz "fire1". b) incendio cerca del estribo "fire2"	67
Figura 59. Influencia del tipo de estribo en las máximas flechas alcanzadas por la viga más expuesta térmicamente (Viga 3).	68
Figura 60. Influencia de la presencia de viento en sentido perpendicular al eje del puente para el escenario de incendio "fire1". a) temperaturas adiabáticas en el ala inferior para la viga 3 según la velocidad del viento. B) imagen 3D del efecto del viento en la llama del incendio cuando existe un viento de 8 m/s.	69
Figura 61. Parámetros estudiados en el análisis. Vista 3D de dos modelos CFD.	72
Figura 62. Índices de impactos para la revista Informes de la Construcción.	101
Figura 63. Índices de impactos para la revista Computers and Structures.	102
Figura 64. Índices de impactos para la revista Journal of Performance of Constructed Facilities.	102

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tiempos, costes de reparación y costes indirectos asociados a puentes que han sufrido incendios (con excepción del puente de la carretera I-35W).	2
Tabla 2. Tabla resumen de incendios en puentes. Casos más significativos.	8
Tabla 3. Niveles de daño para los casos más significativos.	18
Tabla 4. Resultados del análisis ANOVA para niveles de daño del puente. El ANOVA se ha realizado considerando un total de 50 casos de los 58 recogidos. Esto es debido a que no existe información de todas las variables para los 58 casos.	24
Tabla 5. Simulaciones FDS realizadas en esta sección.	36
Tabla 6. Número de elementos y nodos empleados en la malla para los distintos modelos. ...	39
Tabla 7. Estudio de las condiciones de contorno del apoyo fijo. Casos analizados.	50
Tabla 8. Respuesta estructural de la viga más expuesta térmicamente para los tres escenarios estudiados. Solo se muestran dos valores de la constante del muelle k_n (0 y ∞).	51
Tabla 9. Resumen de los casos analizados.	60
Tabla 10. Casos estudiados para ver la influencia del gálibo en la respuesta estructural.	64
Tabla 11. Casos estudiados para ver la influencia del tipo de estribo en la respuesta estructural.	67
Tabla 12. Parámetros y valores estudiados.	71
Tabla 13. Diseño de los casos a simular.	73
Tabla 14. Máximas temperaturas adiabáticas alcanzadas en la estructura.	74
Tabla 15. Resultados del análisis ANOVA para las temperaturas obtenidas en el ala.	75
Tabla 16. Resultados del análisis ANOVA para las temperaturas en el alma.	76
Tabla 17. Incendios en puentes recopilados. Período 1997-2015.	85

1 INTRODUCCIÓN

1.1 EL PROBLEMA DEL FUEGO EN LOS PUENTES

A priori se podría pensar que la probabilidad de que un puente se vea afectado por un incendio es tan baja que no debería estudiarse. Sin embargo, este tipo de eventos son más comunes de lo que podríamos pensar. Una encuesta realizada por el Departamento de Transportes de Nueva York [1] que recopiló un total de 1746 colapsos totales y parciales de puentes de 18 estados distintos entre los años 1966 y 2005, detectó 52 colapsos debido a incendios, un 3% del total. Como comparación, es destacable que el sismo fue responsable de un menor número de colapsos, tan sólo 19 casos -un 1% del total-, incluyéndose en el estudio, estados de alta sismicidad como es el caso de California.

El impacto económico ocasionado por el colapso de un puente (Ver Tabla 1), puede llegar a ser muy importante, ya que no solo se refiere a los costes directos de reparación o sustitución de la estructura sino también hay que tener en cuenta los costes indirectos ocasionados por el cierre del puente, que dependiendo de su localización, pueden llegar a ser muy superiores a los costes directos. Los costes indirectos son directamente proporcionales a los tiempos de reparación o sustitución, por lo que una rápida actuación y conocimiento del estado de la estructura es muy importante para determinar lo más rápido posible las medidas a actuar y por tanto reducir al máximo los tiempos de cierre de la red de transporte, minimizando de esta forma el impacto económico.

Tabla 1. *Tiempos, costes de reparación y costes indirectos asociados a puentes que han sufrido incendios (con excepción del puente de la carretera I-35W).*

Puente/Localización	Fecha	Tiempo de Reparación	Coste de Reparación	Coste Indirecto	Ref.
Intercambiador I-65 con la I-20/59 en Birmingham, AL, USA	5 de enero de 2002	52 días	3 millones de dólares	5.2 millones de dólares (100,000\$/día)	[2]
Intercambiador I-65 con la I-20/59 en Birmingham, AL, USA	21 de octubre de 2004	36 días	7.7 millones de dólares	7.2 millones (200,000\$/día)	[3]
Intercambiador I80/880 (MacArthur Maze) en Oakland, CA, USA.	29 de abril de 2007	26 días	9 millones de dólares	156 millones de dólares (6 millones dólares/día)	[4]
I-35W sobre el río Mississippi, Minneapolis, MN, USA ¹	1 de agosto de 2007	12 meses	234 millones de dólares	150 millones de dólares (400,000\$/día)	[5]
Puente sobre la I-75 cerca de Hazel Park en Detroit, MI, USA	15 de Julio de 2009	5 meses	12 millones de dólares	-	[6]
Freeway 80 con Paramount Boulevard, Montebello, CA, USA	14 de febrero de 2011	6 meses	40 millones de dólares	-	[7]
Pont du Mathilde en Ruan, Francia	29 de octubre de 2012	22 meses	8 millones de euros	10 millones de euros ²	[8]
Rampa de Acceso a la US22 desde la I-81 en Harrisburg, PA, USA	9 de mayo de 2013	6 meses	12.4 millones de dólares	-	[9]

¹El colapso del puente sobre el Río Mississippi no fue debido a incendio pero se muestra como ejemplo de costes de reparación y costes indirectos.

²Solo incluye las indemnizaciones que tuvo que pagar el gobierno a empresas privadas

El ejemplo más significativo de fuego en puentes es, probablemente, el colapso el 29 de abril de 2007 del intercambiador MacArthur Maze [10, 11] en Oakland, California, Estados Unidos. El incendio de un camión cisterna debajo del puente provocó el colapso de dos de sus vanos (ver Figura 1) y el cierre de la intersección durante 26 días. El gobierno federal destinó cerca de 9 millones de dólares a la demolición del puente, a su reconstrucción y a la gestión del tráfico. El impacto económico derivado del cierre del tramo afectado se estimó en 6 millones de dólares al día [4], lo que supuso un impacto total de 156 millones de dólares, un coste 17 veces superior a los costes directos de reconstrucción.



Figura 1. Colapso del Intercambiador MacArthur Maze en Oakland, CA, USA. Fuente: Noah Berger.

Otro ejemplo de graves consecuencias económicas fue el incendio del puente Mathilde (Ver Figura 2) que cruza el río Sena en Ruan (Francia) el 29 de octubre de 2012 [12]. Un camión cisterna cargado de petróleo se incendió en el puente derramando su carga y prendiendo fuego a unos vehículos que se encontraban debajo de la estructura, provocando que las llamas incidiesen directamente sobre la misma. Debido a las altas temperaturas alcanzadas, las vigas sufrieron grandes deformaciones y, extinguido el incendio, se suscitaron serias dudas en cuanto a su capacidad resistente.

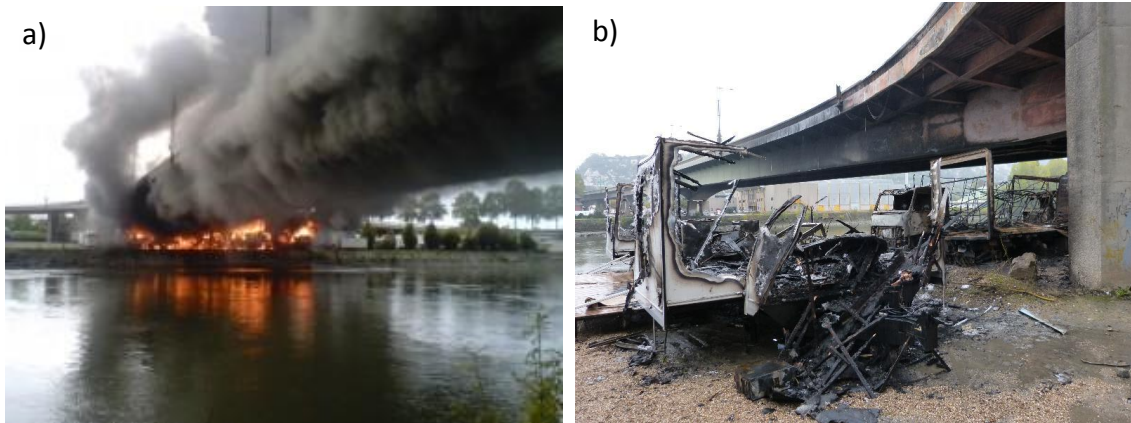


Figura 2. Incendio Pont Mathilde. a) Incendio bajo la estructura. Fuente Youtube b) Puente una vez extinguido el incendio. Fuente Thomas Blackhore.

Un comité de expertos fue creado en Ruan para evaluar el estado de la estructura y los posibles escenarios de reparación o sustitución. El puente finalmente fue parcialmente demolido y reconstruido, produciéndose la reapertura un 26 de agosto de 2014, 22 meses después del incendio. Los problemas en la ciudad durante este tiempo fueron notables, debiéndose adoptar medidas tanto por parte del ayuntamiento de Ruan que tuvo que implementar un nuevo plan de tráfico con actualización diaria para evitar congestiones en la ciudad, como por parte de las empresas privadas que tuvieron que adaptar sus horarios para que sus trabajadores pudiesen entrar antes y así evitar los problemas de tráfico. Algunas compañías privadas incluso crearon

oficinas temporales en los dos lados del río para evitar que sus empleados tuvieran problemas para cruzar el Sena.

A pesar de la frecuencia y consecuencias de este tipo de eventos, la respuesta estructural de los puentes frente a fuego es una temática poco estudiada y ausente en las distintas normativas internacionales de diseño de puentes (por ejemplo los Eurocódigos y las normas AASHTO). Uno de los pocos documentos que contiene información de diseño para este tipo de eventos es la NFPA 502 “*Standard for road tunnels, bridges and other limited Access highways*” de la National Fire Protection Association [13]. Esta norma proporciona directrices a aplicar en puentes de más de 300 metros de longitud, pero estas directrices contienen términos generales y no indican cómo analizar estructuralmente el puente en caso de incendio o en su defecto la manera de proteger la estructura. A continuación se muestran los puntos más destacados de la norma:

6.3.2.1. The design fire size and heat release rate produced by a vehicle(s) shall be used to design a bridge or elevated highway.

6.3.2.2. The selection of the design fire (heat release rate) shall consider the types of vehicles passing under and on the bridge or elevated highway.

6.3.3 For through truss bridges, suspension (including cable stay) bridges, or elevated highways, an engineering analysis shall be prepared to determine acceptable risk due to fire, including possible collapse scenarios.

Por tanto, las directrices que introduce la NFPA 502 son muy generales y no dan valores ni órdenes de magnitud para la realización del estudio estructural, por lo que queda a disposición del ingeniero encargado del estudio la aplicación de las técnicas que crea oportunas.

Esta falta de información en los códigos normativos junto con incidentes recientes donde el fuego ha causado graves daños sobre la estructura, provocando en ocasiones su colapso, ha dado lugar a un incremento en los últimos años del número de publicaciones relacionadas con esta temática.

Kodur et al. [14] en 2010 y Garlock et al. [15] en 2012 realizaron sendos artículos con gran repercusión donde recopilaban la información existente hasta la fecha relativa a la temática, mostrando incidentes reales, dando criterios de diseño y de valoración de daño y mostrando la necesidad de estudiar los puentes frente a fuego desde un punto de vista estructural. Davidson et al. [16] en 2013 añadió un enfoque distinto, analizando las posibles medidas pasivas de protección contra incendios necesarias en las infraestructuras de transporte de los Estados Unidos, siendo los puentes una de las infraestructuras a proteger.

Estos artículos dejaron clara la falta de normativa y guías relativas a incendios en puentes y la necesidad de investigar en este tema. A este respecto, diversas metodologías han sido desarrolladas por distintos grupos de investigación para evaluar la carga de fuego y el comportamiento estructural de los puentes frente a fuego, estas líneas de investigación se pueden dividir en tres grandes grupos según como adaptan la carga de fuego sobre la estructura:

- En el primer grupo están aquellos que proponen el uso de curvas estandarizadas como carga de fuego, sea la curva de hidrocarburos, la estándar o una curva de diseño especial como en el caso de Payá-Zaforteza y Garlock [17] que propone la curva Stoddard [18] basada en el incendio de un tren de mercancías peligrosas debajo de un puente. Entre los autores que han realizado publicaciones bajo esta hipótesis

encontramos a los anteriormente mencionados Payá-Zaforteza y Garlock, Liu et al. [19], Kodur et al. [20], Aziz et al. [21] y Whitney et al. [22].

- En el segundo grupo, estarían aquellos autores que proponen el uso de métodos analíticos para obtener la distribución de temperaturas en la viga a partir de los parámetros del incendio (tamaño, carga, material...). Bennets and Moinuddin [23] analizaron la respuesta estructural de un puente atirantado bajo tres escenarios de incendio basándose en los flujos de radiación, pero quizás el trabajo más destacable en esta línea es el de Quiel et al. [23] que propone una metodología para calcular la respuesta estructural de puentes viga para el caso de incendios de camiones cisterna al aire libre. Yanagisawa et al. [25] por su parte propone una metodología para obtener el modo de fallo principal de la estructura basándose en las propiedades mecánicas del material.
- Por último en el tercer grupo, están aquellos autores que proponen el empleo de las técnicas de dinámica de fluidos computacional (CFD) aplicadas a incendios en el entorno del puente para obtener el campo de temperaturas sobre la estructura. Destacar que todas las metodologías que utilizan modelos CFD para obtener el campo de temperaturas utilizan el software de dinámica de fluidos computacional de incendios "Fire Dynamics Simulator" que se presentará posteriormente. En este grupo destacan los trabajos presentados por Wright et al. [16], Gong and Agrawal [27, 28], Alós-Moya et al. [20] y Wang and Liu [30]. En todos los casos anteriores se obtienen las temperaturas en la estructura mediante un análisis de transferencia de calor y se acoplan con un análisis estructural mediante elementos finitos (FEM), donde se obtienen tiempos y modos de fallo de la estructura.

Independientemente de la metodología para obtener las temperaturas sobre la estructura, los tiempos y modos de fallo de la estructura en la gran mayoría de las publicaciones se obtienen a partir de modelos de elementos finitos observando el comportamiento mecánico del material con la temperatura. Principalmente dos son los softwares más empleados, ABAQUS [27, 28, 29, 17, 26, 22] y ANSYS [21, 20, 30, 31], aunque también existen algunas publicaciones que utilizan softwares específicos para incendios como SAFIR [32].

Estas metodologías han sido testadas en casos reales: incendio en la I-65 en Birmingham (2002) [26, 29], el incendio del MacArthur Maze en Oakland en 2007 [10, 11, 19], el incendio del Ed Koch Queensboro Bridge en Nueva York [27], el incendio del Puente Mathilde en Ruan [12] o del puente Lazienkowski en Varsovia [33]. El problema es que, aunque los modos de fallo obtenidos en los modelos numéricos se corresponden bastante bien con los alcanzados en la realidad, cada autor emplea una metodología basada en sus propios criterios.

Además de los estudios publicados descritos anteriormente que se basan en obtener la respuesta estructural del puente frente a fuego, existe una línea de investigación que trata de crear una metodología para categorizar el nivel de riesgo que tiene un puente de sufrir el colapso o daños causados por un incendio. Dos son las vertientes existentes, por una parte está la propuesta de Kodur, Naser and Aziz [34, 35, 36], que presentan una metodología basada en la ponderación de las distintas variables para obtener una variable denominada factor de riesgo que está asociada al puente. La ponderación de las variables está basada en criterios subjetivos y no en criterios obtenidos de estudios estadísticos o estudios numéricos lo que da pie a continuas actualizaciones de la metodología y falta de validez, a falta de estudios más detallados. Por otra parte está la metodología empleada en Corea del Sur y presentada por Kim et al. [37] que se basa en tres fases secuenciales donde se analiza el riesgo del puente, (1) análisis

preliminar (PRA), (2) análisis simplificado (SRA) y (3) análisis detallado (DRA) donde en cada una de las fases se realizan una serie de cálculos y en los casos donde se requiera un análisis detallado (DRA) la vulnerabilidad del puente tiene que comprobarse mediante simulación numérica. Esta metodología ha sido empleada en 8267 puentes de Corea del Sur.

La gran mayoría de los estudios anteriores analizaron el incendio de un camión cisterna debajo de la estructura al asumir que este incidente es el más grave que puede ocurrir. Esta idea es ampliamente aceptada y viene dada por la mayor repercusión que han tenido ciertos incidentes como el colapso de un paso superior cerca de Hazel Park en Detroit (2004, Figura 3a), el caso del intercambiador MacArthur Maze en Oakland (2007, Figura 1 y Figura 3b), el Pont du Mathilde en Ruan (2012, Figura 3c) y la rampa de acceso entre la I-270 y la I-70 en Ohio (2015, Figura 3d) (una información detallada de estos casos se puede encontrar en la Tabla 2). La gran mayoría de estos estudios basan sus premisas en los incendios recopilados en el trabajo de Garlock et al. [15] que recopila 11 incendios en puentes donde la estructura quedó seriamente dañada.

Los hechos descritos anteriormente demuestran por tanto: la falta de información acerca de episodios donde los puentes se ven afectados por un incendio, la falta de normativa y por tanto la falta de directrices de cómo abordar el problema y las graves consecuencias económicas que tiene el colapso de un puente, así como la ausencia de unos estudios paramétricos que sirvan de input a las metodologías de análisis de riesgo presentadas, además de que la gran mayoría de estudios no realiza ningún estudio de sensibilidad del modelo estructural que permita dar una valoración en un menor tiempo. Todos estos hechos motivan la realización de esta Tesis con la idea de sentar las bases para proponer medidas y recomendaciones que minimicen los daños causados por los incendios en puentes y permitan además que sus resultados puedan ser empleados en las futuras metodologías de análisis de riesgos.



Figura 3. Imágenes de incendios recientes en puentes. a) Hazel Park, Detroit, Usa. Fuente: Ap Phile Photo / Carlos Osorio. b) MacArthur Maze, Oakland, USA. Fuente: Associated Press. c) Pont Mathilde, Ruan, Francia. Fuente: Dvelec. d) Rampa I270/70, Ohio, USA. Fuente: 10tv.com

Para ello, en esta tesis:

- Se ha realizado un estudio bibliográfico exhaustivo de incidentes de fuego en puentes, lo que ha permitido ampliar los once casos de incendios recopilados por Garlock et al. [19] hasta los 154 casos, analizándose la información de los mismos mediante técnicas estadísticas para determinar qué parámetros tanto geométricos como de la carga de fuego tienen influencia sobre los daños sufridos por la estructura. La Tabla 2 muestra los incendios en puentes más significativos recopilados con la causa del incendio y el daño sufrido por la estructura.
- Se utilizan técnicas de simulación computacional (dinámica de fluidos computacional acoplada con un análisis estructural mediante elementos finitos) para comprobar los resultados obtenidos en el estudio estadístico, así como para analizar la influencia de los parámetros que no han podido ser estudiados en la recopilación de incendios debido a su compleja caracterización y valoración, como son la configuración general del tablero y sus estribos y el gálibo del puente.

Tabla 2. Tabla resumen de incendios en puentes. Casos más significativos.

Puente/Localización	Fecha	Causa del Incendio	Material del Puente	Descripción del daño	Ref.
Intercambiador I-65 con la I-20/59 en Birmingham, AL, USA	5 de Enero de 2002	Un camión cargado de gasolina volcó y ardió debajo del puente	Puente mixto (vigas de acero + tablero de hormigón armado)	El vano principal se hundió en torno a 3 metros y el puente tuvo que ser reconstruido	[18]
Puente Charilaos Trikoupis (Rio-Antirrio), Grecia	28 de Enero de 2005	La causa del incendio es desconocida pero se cree que fue debido a un rayo.	Puente atirantado con tablero mixto.	Un cable se incendió y colapsó, dañando los cables adyacentes.	[20]
Brooklyn Queens Expressway cerca de la avenida Roosevelt, Nueva York, NY, USA.	16 de Enero de 2006	Un camión cargado de gasolina chocó y se incendió debajo del puente	Puente mixto. El puente estaba en construcción y solo las vigas metálicas estaban colocadas	Colapso completo de las vigas que cayeron a la calzada inferior	[21]
Puente Mezcala, Mexico	17 de Marzo de 2007	Un camión que transportaba cocos chocó contra dos autobuses escolares y prendió fuego	Puente atirantado con tablero de acero	Fallo de uno de los cables y daño en el cable adyacente	[22]
Intercambiador I80/880 (MacArthur Maze) en Oakland, CA, USA.	29 de Abril de 2007	Un camión cargado de gasolina se incendió debajo del puente.	Puente mixto (vigas de acero + tablero de hormigón armado) con pilas de hormigón	Dos vanos del puente con una longitud total de 50 metros colapsaron	[11, 23]
Puente sobre la I-75 cerca de Hazel Park en Detroit, MI, USA	15 de Julio de 2009	Un camión cargado de gasolina chocó y se incendió debajo del puente	Puente mixto (vigas de acero + tablero de hormigón armado)	Colapso completo del puente que cayó sobre la calzada inferior	[19]
Freeway 80 con Paramount Boulevard, Montebello, CA, USA	14 de Diciembre de 2011	Un camión cargado de gasolina prendió fuego debajo del puente	Vigas de hormigón con tablero de hormigón armado	Desconchamiento (<i>spalling</i>) generalizado del hormigón y daño en la armadura pasiva. El puente fue demolido	[20]
Puente en la Highway 57, Dormagen, Alemania	14 de Febrero de 2014	Se incendiaron unas pilas de plástico almacenadas debajo del puente	Losa de hormigón	Desconchamiento (<i>spalling</i>) generalizado del hormigón. El puente fue demolido	[24]
Pont du Mathilde en Ruan, Francia	29 de Octubre de 2012	Un camión cisterna volcó y prendió fuego derramando e incendiando varios vehículos en la parte inferior.	Tablero de acero con vigas en I	Grandes deformaciones de la viga más cercana al fuego. Una parte del puente tuvo que ser demolido	[12, 8]

Puente/Localización	Fecha	Causa del Incendio	Material del Puente	Descripción del daño	Ref.
Rampa de Acceso a la US22 desde la I-81 en Harrisburg, PA, USA	9 de Mayo de 2013	Un camión cisterna cargado de diésel chocó y prendió fuego	Dos puentes en la intersección se vieron afectados, ambos puentes mixtos (vigas de acero + tablero de hormigón armado)	El puente sobre el incendio tuvo que ser demolido. El puente debajo del incendio tuvo que ser reparado pero no demolido.	[25, 26]
Puente Ed Koch Queensboro, Nueva York, NY, USA	16 de Agosto de 2013	Un camión de 12 metros de largo viajando debajo del puente prendió fuego	Puente de 5 vanos en celosía	Dos elementos de la celosía se deformaron y tuvieron que ser remplazados	[17]
Paso superior en El Cairo, Egipto	11 de Febrero de 2014	Una tubería de gas explotó y prendió fuego	Puente mixto (vigas de acero + tablero de hormigón armado). Pilas metálicas	Una de las pilas metálicas colapso debido a las altas temperaturas provocando el colapso de tres vanos.	[27, 28]
Paso superior en Rancho Road sobre la I-15, Hesperia, CA, USA	5 de Mayo de 2014	Trabajadores en las obras de construcción del puente accidentalmente incendiaron los andamios de madera	Andamio de madera soportado por vigas metálicas (el tablero estaba en construcción)	Colapso de las vigas metálicas que cayeron sobre la calzada inferior	[29, 30]
Puente en la intersección I-65 con Peytonville Road, Franklin, TN, USA	15 de Agosto de 2014	Un camión cisterna cargado de gasolina golpeó una pila del puente y explotó	Dos pasos superiores se vieron afectados, uno con vigas de hormigón y otro en construcción con vigas metálicas. Ambos con tablero de hormigón armado.	Se produjeron grandes deformaciones en las vigas metálicas y significativo desconchamiento (<i>spalling</i>) en el hormigón. Ambos puentes tuvieron que ser demolidos	[31, 32, 33]
Rampa I-270 con I-70, Ohio, USA	1 de Julio de 2015	Un camión cisterna cargado de Etanol se incendió debajo del puente	Losa de hormigón armado	Desconchamiento (<i>spalling</i>) generalizado. Las armaduras pasivas se vieron afectadas, rompieron y se cayeron debido a las altas temperaturas. El puente tuvo que ser demolido.	[34, 35]

1.2 OBJETIVOS Y CONTRIBUCIONES DE LA TESIS

La ausencia de normativa referente al fuego en puentes y las graves consecuencias que los incendios de puentes pueden tener motivan esta Tesis. Los principales objetivos de la misma son:

- Establecer las bases necesarias para el desarrollo de una normativa específica para el fuego en puentes.
- Estudiar la respuesta frente al fuego de puentes metálicos con sección transversal formada por varias vigas metálicas en I.

En este contexto, las principales contribuciones de la Tesis son:

- Se ha recopilado y analizado información referente a 154 casos de incendios en puentes, lo que permite establecer los escenarios de fuego más desfavorables y tipologías más vulnerables.
- Se ha propuesto un sistema para clasificar los daños causados por el fuego en los elementos estructurales del puente.
- Se ha propuesto un modelo numérico mediante elementos finitos para el estudio de la respuesta estructural de puentes de vigas metálicas sometidos a incendios.
- Se han obtenido los parámetros geométricos, ambientales y relativos a la carga de fuego que influyen en las temperaturas y en la respuesta estructural de los puentes metálicos de vigas.
- Se han establecido las bases para la propuesta de curvas de fuego específicas para puentes.

Los resultados mostrados en esta Tesis se han obtenido para puentes de vigas metálicas en I, pero tanto la metodología empleada como algunas de las conclusiones aquí obtenidas son perfectamente extrapolables a otras tipologías estructurales.

1.3 ESTRUCTURA DE LA TESIS

Esta Tesis se presenta en la modalidad de compendio de publicaciones (ver lista de publicaciones en la página i). Estos trabajos han sido publicados de forma separada, pero manteniendo todos una misma unidad temática. Los capítulos de esta Tesis se describen a continuación y describen los métodos empleados, los resultados obtenidos y las conclusiones mostradas en las distintas publicaciones.

En el **Capítulo 2** se realiza una base de datos de incendios en puentes que recoge datos de incidentes recopilados en todo el mundo. Se exponen los criterios utilizados y se realiza un análisis estadístico para determinar qué factores influyen significativamente en la respuesta estructural de los puentes. Se muestran con detalle casos particulares donde la estructura ha sufrido graves daños para dar unas ciertas directrices de la problemática. Se propone además un sistema para clasificar los daños causados en los puentes por un incendio.

En el **Capítulo 3** se muestra la metodología empleada para analizar la respuesta estructural de puentes metálicos multijácena mediante simulación computacional, se analiza con detalle el modelo numérico y se hace especial hincapié en las condiciones de contorno de forma que los modelos reproduzcan el comportamiento real. Además, en este capítulo se analizan posibles simplificaciones en los modelos de forma que se puedan dar valoraciones de forma rápida desde el punto de vista ingenieril para incendios en puentes multijácena.

En el **Capítulo 4** y con las simplificaciones propuestas en el Capítulo 3 se analiza la influencia que tienen el gálibo, la configuración del puente y sus estribos y el viento en la respuesta estructural de los puentes metálicos multijácena frente al incendio de un camión cisterna en dos posiciones distintas de la carga de fuego.

En el **Capítulo 5** se analiza la influencia que tienen cuatro parámetros geométricos (luz, ancho, gálibo y configuración de los estribos) y dos relativos a la carga de fuego (posición del incendio y potencia del incendio) en la respuesta estructural de puentes metálicos multijácena frente al incendio de un camión cisterna. Para ello se realiza un diseño de experimentos de forma que se estudia la influencia que tienen estos parámetros en las temperaturas adiabáticas máximas alcanzadas en el puente, haciendo hincapié en las posibles sinergias existentes. Esta metodología sienta las bases para el desarrollo futuro de curvas paramétricas específicas para el estudio de incendios en puentes.

En el **Capítulo 6** se exponen las conclusiones de esta Tesis así como las futuras líneas de investigación.

2 DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE RIESGO EN INCENDIOS EN PUENTES

En el Capítulo 1 se ha expuesto la problemática de incendios en puentes y se ha visto que el impacto económico (ver Tabla 1) de este tipo de incidentes en zonas urbanas densamente pobladas puede llegar a ser muy elevado. Pero, ¿qué tipos de escenarios son más propensos a causar daños?, ¿qué tipo de estructura es más susceptible?, ¿existe algún otro riesgo a parte de los camiones cisterna?, estas son algunas de las preguntas que aún no han sido respondidas y que este capítulo responde a través de la recopilación y creación de una base de datos de incidentes y su estudio mediante herramientas estadísticas que determinen que factores afectan al comportamiento estructural y por tanto proveer de una información que permita realizar análisis de riesgos en puentes estratégicos y adoptar las medidas oportunas.

En esta Tesis se ha realizado una recopilación de incendios de puentes a través de artículos, informes de los organismos involucrados e información de los medios, obteniéndose un total de 154 casos de incendios (Ver ANEXO 1: Tabla de Casos). Estos casos han sido analizados para tratar de responder a las preguntas anteriores evaluando qué factores influyen directamente en el comportamiento estructural del puente y así poder establecer de una manera justificada directrices para el análisis de los puentes en caso de incendios. Para ello se ha creado una base de datos de incendios en puentes caracterizando las variables involucradas, entre ellas: la zona donde se encuentra el puente, el material del puente, el sistema estructural, el ancho del puente, la luz, la causa del incendio y el daño sufrido por el puente. En el caso de incendio de vehículos, a su vez, también se ha tenido en cuenta el material transportado por el camión o camión cisterna y la posición relativa del incendio respecto al puente. En el apartado 2.1 se dan más detalles acerca de la caracterización de las variables.

Una vez recopilados todos los casos y caracterizadas sus variables se ha realizado un análisis estadístico mediante la técnica estadística ANOVA para determinar qué parámetros influyen significativamente en los daños sufridos por la estructura.

Los estudios aquí mostrados en este capítulo forman parte del artículo publicado en el ASCE Journal of Performance and Constructed Facilities:

- i. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2016). “Detailed Analysis of the Causes of Bridge fires and Their Associated Damage Levels”. ASCE Journal of Performance and Constructed Facilities. DOI:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000977.

2.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS VARIABLES

A continuación se muestra la definición y clasificación de las variables empleadas en el estudio estadístico:

2.1.1 Área

Esta variable depende de la localización del puente. Se han considerado tres posibles áreas:

- 1) Área Rural: tienen en cuenta casos donde el incendio se produce en carreteras secundarias con poco tráfico.
- 2) Urbanas: el puente es parte de la red urbana de la ciudad.
- 3) Sub-urbana: el puente se encuentra en accesos a la ciudad o enlaces de carreteras.

2.1.2 Material

Determina el material de los elementos estructurales principales. Se han incluido un total de 4 categorías:

- 1) Hormigón tanto armado como pretensado.
- 2) Acero.
- 3) Puentes mixtos acero-hormigón.
- 4) Puentes de madera.

2.1.3 Sistema Estructural

Los puentes se han clasificado según los siguientes sistemas estructurales:

- 1) Puentes atirantados.
- 2) Colgantes.
- 3) Arco.
- 4) Celosía.
- 5) Viga en cajón.
- 6) Vigas en doble-T.

2.1.4 Ancho y Luz del Puente

El ancho y la luz de los puentes afectados han sido obtenidos a partir de los datos incluidos en los informes de los incidentes. En los casos donde esta información no estaba disponible, estos valores se han estimado a partir de Google Earth.

2.1.5 Causa del Incendio

El elemento inicial causante del incendio es un factor de vital importancia que determina los efectos provocados por el incendio sobre la estructura. En este estudio se ha dividido esta variable en seis categorías distintas que recogen la gran mayoría de los casos, una séptima categoría se ha añadido para recoger todos aquellos casos que no quedan recogidos en las otras seis.

- 1) Coches: El incendio es producido por el incendio de un coche. En estos casos el fuego es alimentado por los componentes del coche y su combustible, que en la gran mayoría de los casos es gasolina o diésel.

- 2) Camiones: El incendio es causado por el incendio de un camión cargado con mercancías sólidas. En algunos casos el incendio se produce sólo en la cabina mientras que en otros casos el incendio es provocado por la carga transportada.
- 3) Camiones Cisterna: El incendio es causado por el incendio de un camión que transporta líquidos combustibles o gases.
- 4) Incendio Eléctrico: En estos casos el incendio es causado por las instalaciones eléctricas que se encuentran en el puente.
- 5) Almacenaje de materiales: Los espacios debajo del puente en muchas ocasiones son utilizados para el almacenaje de materiales. En esta categoría se recogen los casos donde el incendio de estos materiales almacenados han provocado daño sobre la estructura.
- 6) Incendios forestales o provocados: Los puentes se han visto envueltos en incendios forestales o han sido incendiados por pirómanos. La mayoría de estos casos se producen en puentes de madera.
- 7) Otros: En esta categoría se incluyen todos aquellos casos que no se ajustan a ninguna de las otras categorías, como pueden ser los incendios producidos por trabajos de reparación o debidos a rayos, también se incluyen aquellos casos donde la causa es desconocida y no se ha podido determinar.

2.1.6 Tipo de Combustible

Esta categoría considera los casos en los que el incendio se debió claramente a la combustión del material transportado o almacenado. Los siguientes tipos de combustible se han considerado: gasolina, diésel, hidrocarburos, líquidos basados en alcohol como pueden ser el etanol o el metanol, neumáticos, plásticos y otros materiales sólidos.

2.1.7 Posición del Camión Cisterna

Cuando el incendio se ha producido por un camión cisterna, se ha tenido en cuenta su posición relativa respecto al puente:

- 1) Camión sobre el puente sin derrame de combustible a la parte inferior del puente.
- 2) Camión debajo del puente.
- 3) Camión sobre el puente con derrame de combustible causando incendio en la sección inferior del puente.
- 4) Camión cerca del puente pero no en contacto directo con él.

2.1.8 Niveles de Daño

El daño causado por el incendio sobre la estructura ha sido clasificado en 5 niveles de daño distintos: desde el menor daño (nivel 1) hasta el más alto (nivel 5).

Nivel de Daño 1: Daño Superficial

Daños mínimos que afectan solamente al pavimento o al equipamiento sin causar daño estructural.

Nivel de Daño 2: Daño Leve

El daño sufrido por la estructura se puede reparar sin la sustitución de ningún elemento estructural. Por ejemplo:

- Desconchamiento (*Spalling*) del hormigón que no afecta a las armaduras.
- Ennegrecimiento o aparición de colores rosáceos en el hormigón.

- Leves daños en las vigas principales, que no necesitan ser remplazadas.

Nivel de Daño 3: Daño Parcial

En este nivel se tienen en cuenta daños que requieren la sustitución de alguno de los elementos principales de la estructura, incluyendo armaduras que quedan expuestas o necesitan ser reparadas.

Nivel de Daño 4: Daño Masivo

El puente tiene daños considerables sin haber llegado al colapso. Sin embargo debido a la incertidumbre que existe acerca de la integridad estructural del puente para su funcionamiento normal, el puente es demolido y una nueva estructura es construida en su lugar.

- Estructuras metálicas: Áreas con grandes deformaciones y abolladuras que son irreparables.
- Estructuras de hormigón: desconchamiento (*spalling*) masivo con armaduras expuestas y en ciertos casos rotas que son irreparables.

Nivel de Daño 5: Colapso Estructural

Colapso total o parcial de la estructura.

En la Figura 4 se pueden encontrar imágenes que describen cada uno de los niveles de daño en puentes de acero, en la Figura 5 se puede encontrar la descripción de los distintos niveles de daño para puentes de hormigón.



Figura 4. Algunos ejemplos de daños en puentes para puentes de acero. (a) Nivel de daño 2: Ennegrecimiento de la estructura sin sufrir deformaciones en puente en Commerce, CA, Estados Unidos. Fuente: EGP Photo. (b) Nivel de daño 3: la péndola tuvo que ser remplazada debido a los graves daños en Puente Mezcala, Mexico. (c) Nivel de daño 4: I/20/I-59/I-65 intercambiador en Birmingham, Alabama, Estados Unidos. Imagen cortesía del departamento de Alabama de Transportes. (d) Nivel de daño 5: Colapso de uno de los vanos del Puente sobre la I-75 cerca de Hazel Park en Detroit, MI, Estados Unidos. Fuente: jalopnik.com



Figura 5. Ejemplo de niveles de daño en puente de hormigón. Rampa I-270 con I-70, Ohio, USA. Fuente: wohio,

En la tabla siguiente se muestra el nivel de daño alcanzado para los casos recogidos en la Tabla 2:

Tabla 3. Niveles de daño para los casos más significativos.

Puente/Localización	Fecha	Descripción del daño	Nivel daño	Ref.
Intercambiador I-65 con la I-20/59 en Birmingham, AL, USA	5 de Enero de 2002	El vano principal se hundió en torno a 3 metros y el puente tuvo que ser reconstruido	4	[18]
Puente Charilaos Trikoupis (Rio-Antirrio), Grecia	28 de Enero de 2005	Un cable se incendió y colapsó, dañando los cables adyacentes.	3	[20]
Brooklyn Queens Expressway cerca de la avenida Roosevelt, Nueva York, NY, USA.	16 de Enero de 2006	Colapso completo de las vigas que cayeron a la calzada inferior	5	[21]
Puente Mezcala, Mexico	17 de Marzo de 2007	Fallo de uno de los cables y daño en el cable adyacente	3	[22]
Intercambiador I80/880 (MacArthur Maze) en Oakland, CA, USA.	29 de Abril de 2007	Dos vanos del puente con una longitud total de 50 metros colapsaron	5	[11, 23]
Puente sobre la I-75 cerca de Hazel Park en Detroit, MI, USA	15 de Julio de 2009	Colapso completo del puente que cayó sobre la calzada inferior	5	[19]
Freeway 80 con Paramount Boulevard, Montebello, CA, USA	14 de Diciembre de 2011	Desconchamiento (<i>spalling</i>) generalizado del hormigón y daño en la armadura pasiva. El puente fue demolido	4	[20]
Puente en la Highway 57, Dormagen, Alemania	14 de Febrero de 2014	Desconchamiento (<i>spalling</i>) generalizado del hormigón. El puente fue demolido	4	[24]
Pont du Mathilde en Ruan, Francia	29 de Octubre de 2012	Grandes deformaciones de la viga más cercana al fuego. Una parte del puente tuvo que ser demolido	4	[12, 8]
Rampa de Acceso a la US22 desde la I-81 en Harrisburg, PA, USA	9 de Mayo de 2013	El puente sobre el incendio tuvo que ser demolido. El puente debajo del incendio tuvo que ser reparado pero no demolido.	4	[25, 26]
Puente Ed Koch Queensboro, Nueva York, NY, USA	16 de Agosto de 2013	Dos elementos de la celosía se deformaron y tuvieron que ser remplazados	2	[17]
Paso superior en El Cairo, Egipto	11 de Febrero de 2014	Una de las pilas metálicas colapso debido a las altas temperaturas provocando el colapso de tres vanos.	5	[27, 28]
Paso superior en Rancho Road sobre la I-15, Hesperia, CA, USA	5 de Mayo de 2014	Colapso de las vigas metálicas que cayeron sobre la calzada inferior	5	[29, 30]
Puente en la intersección I-65 con Peytonville Road, Franklin, TN, USA	15 de Agosto de 2014	Se produjeron grandes deformaciones en las vigas metálicas y significativo desconchamiento (<i>spalling</i>) en el hormigón. Ambos puentes tuvieron que ser demolidos	4	[31, 32, 33]
Rampa I-270 con I-70, Ohio, USA	1 de Julio de 2015	Desconchamiento (<i>spalling</i>) generalizado. Las armaduras pasivas se vieron afectadas, rompieron y se cayeron debido a las altas temperaturas. El puente tuvo que ser demolido.	4	[34, 35]

2.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Una vez caracterizados todos los incidentes, se ha realizado un análisis de la varianza (ANOVA) para determinar qué factores tienen una influencia significativa en el daño sufrido por el puente. Esta herramienta descompone la variabilidad total observada en los datos en una serie de términos, asociados a los efectos de cada factor estudiado y a sus posibles interacciones, más una parte residual con la que se compara.

Para determinar si un factor es significativo se relaciona el cuadrado medio del factor estudiado respecto al cuadrado medio residual (se entiende como cuadrado medio la relación entre la variabilidad dividida entre sus grados de libertad). A este cociente se le denomina F-ratio y se compara con una F de Fisher con los grados de libertad correspondientes. De este análisis se obtiene el “*p-value*” que no es más que la probabilidad de que ambas curvas se asemejen. Cuanto menor es el “*p-value*” más diferencia existe y por tanto el factor estudiado tiene una mayor significancia en la muestra. Más información de esta herramienta estadística puede encontrarse en Romero y Zúñica [36].

En este análisis, la variable dependiente es el daño sufrido por el puente mientras que el resto de variables son las variables independientes. Para nuestros análisis se han tomado “*p-values*” menores de 0.05 como significativos. La realización del ANOVA se ha llevado a cabo mediante el programa STATGRAPHICS [37]. Cuando las variables independientes analizadas tienen significancia en el nivel de daño del puente, se ha realizado una representación gráfica del test de Tukey y sus intervalos de confianza. Cuando los intervalos de dos variables no se solapan, indica que existe una diferencia significativa entre las dos variables. Cuando se solapan no existe diferencia significativa o no hay suficientes datos como para asegurar la significancia.

2.2.1 Material

El primer ANOVA realizado ha sido para determinar la influencia del material de los elementos estructurales principales del puente en el nivel de daño sufrido por el puente. El “*p-value*” obtenido en este análisis ha sido de 0.0000, lo que indica que el material influye significativamente en el daño alcanzado por la estructura en caso de incendio. A continuación se muestran los intervalos de Tukey obtenidos para este caso:

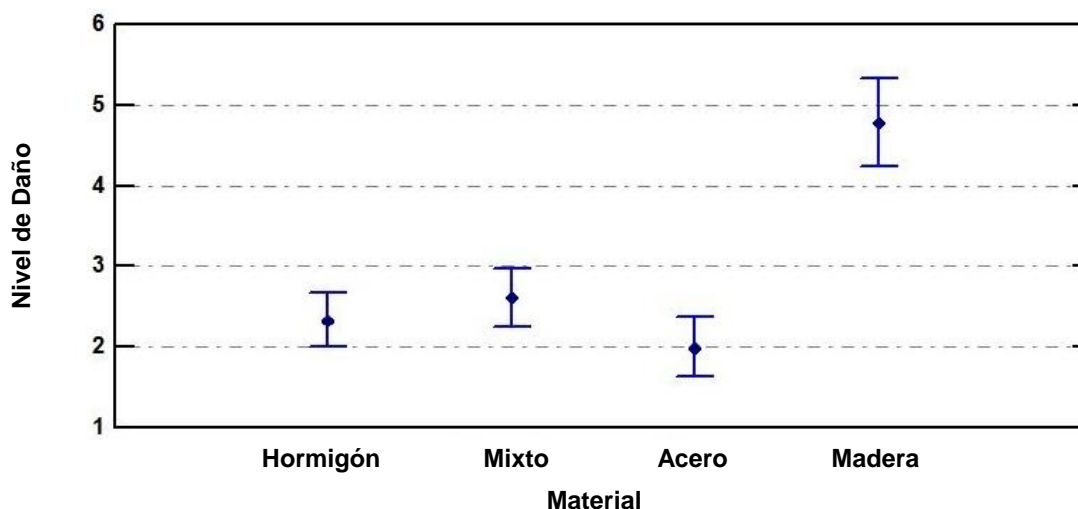


Figura 6. Intervalos de Tukey para analizar la influencia del material sobre el nivel de daño.

Las principales conclusiones que se pueden obtener de este análisis son las siguientes:

- 1) Los puentes de madera tienen un comportamiento frente al fuego mucho peor que los puentes con elementos de hormigón o acero. Esto se ve en el hecho de que los puentes de madera tienen un nivel medio de daño de 4.79 y sus intervalos de Tukey no se solapan con el de otros materiales. El 79% de los incendios en puentes de madera ha acabado en colapso del puente. Este peor comportamiento se debe a que, a diferencia del acero o del hormigón, la madera es un material combustible y susceptible de arder, y el empleo de este material en puentes requiere de un gran número de elementos de madera, lo que provoca que el incendio se retroalimente y no se auto-extinga (típico de estructuras ligeras de madera), por lo que pequeñas fuentes de calor pueden causar el incendio del puente y hacerlo colapsar al no necesitar ninguna fuente externa para propagar el fuego dentro de la estructura.
- 2) En el caso de puentes mixtos, de hormigón y de acero los niveles medio de daño son 2.61, 2.33 y 2.00 respectivamente, y sus intervalos de Tukey se solapan por lo que no existirán diferencias significativas y el daño sufrido en estos puentes dependerá de otros parámetros. Los puentes mixtos se ha visto que tienen un nivel medio de daño ligeramente superior al resto (exceptuando a los puentes de madera). Cabe destacar que aun existiendo puentes de hormigón con graves daños (desconchamiento generalizado, rotura de las armaduras pasivas del hormigón...) que provocaron la demolición y reconstrucción del puente afectado, no se ha producido el colapso de ningún puente de hormigón. En el caso de puentes mixtos y de acero sí que se han recopilado colapsos, en total 9 puentes han colapsado debido a las altas temperaturas alcanzadas, incluidos los conocidos MacArthur Maze en Oakland (2007) y Hazel Park en Detroit (2009). Se ha visto además que algunos puentes (como el caso de Hesperia 2014, ver Figura 7) se produjo el colapso en la fase de construcción debido al incendio del encofrado de madera usado para el hormigonado. Estos colapsos se produjeron en un periodo corto de tiempo antes de que pudiesen intervenir los equipos de bomberos.



Figura 7. Incendio en Hesperia (2014). Colapso de la estructura cuando se encontraba en construcción. Fuente: latimes.com

2.2.2 Causa del Fuego

En el apartado anterior se ha visto que los puentes de madera tienden al colapso cuando se produce un incendio independientemente de la causa del mismo debido al efecto de retroalimentación de la madera. Los siguientes análisis por tanto excluyen estos casos ya que, independientemente de la causa que provoque su incendio, los puentes de madera colapsan o quedan irreparables.

A continuación se analiza la relación existente entre la causa del incendio y el nivel de daño alcanzado por el puente para ver si existe influencia, y en el caso de que la exista detectar cuales son los casos que requieren mayor atención en este estudio. A partir de los resultados obtenidos se pueden determinar los tipos de incendios que pueden causar el mayor daño.

El estudio estadístico ha obtenido un “*p-value*” de 0.0000, lo que indica claramente que la causa del incendio influye en el nivel de daño producido. La relación entre la causa y el nivel de daño se puede ver mejor en la figura siguiente donde se muestra la representación gráfica de los intervalos de Tukey.

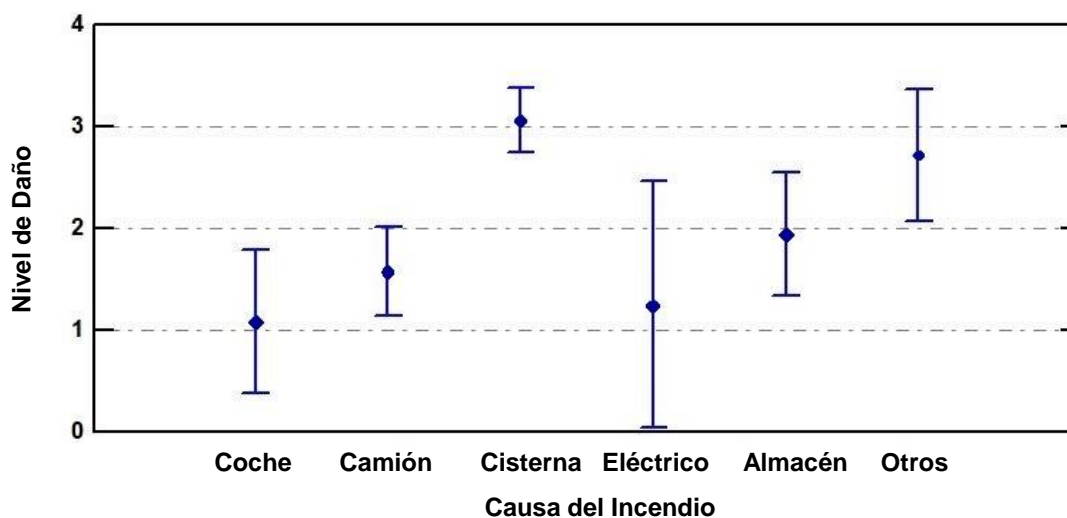


Figura 8. Intervalos de Tukey para el análisis de la influencia de la causa de fuego en el nivel de daño.

Como se muestra en la figura anterior el incendio de un camión cisterna es el caso que mayores daños causa sobre la estructura (nivel de daño medio de 3.07) debido al alto poder calorífico de los productos que transporta. El incendio de coches o camiones de mercancías pesadas causan menores daños (nivel medio de 1.08 y 1.58 respectivamente), ya que usualmente no llegan a afectar a la estructura y el puente puede ser reparado de forma fácil. El daño producido por almacenaje debajo del puente depende principalmente del material almacenado y del gálibo del puente. En estos casos, grandes daños solo se producen en casos donde materiales de alto poder calorífico arden bajo de la estructura, y por tanto se alcanzan altas tasas de liberación de calor en un período corto de tiempo. Estos factores, unidos a puentes con poco gálibo donde las llamas del incendio inciden directamente en la estructura pueden provocar grandes daños en la estructura como ocurrió en el puente de la autopista 57 en Dormagen (Alemania) cuando unas pilas de plástico almacenadas debajo del puente ardieron. La poca altura entre la cara superior del material almacenado y el tablero del puente (alrededor de 2.5 metros) permitió que las llamas incidiesen directamente sobre la estructura provocando desconchamiento generalizado en la estructura, y por tanto, su demolición y su reconstrucción.

En la categoría otros se incluyen todos los casos que no pueden ser recogidos en las seis categorías restantes y por tanto tiene una gran variabilidad en cuanto a los daños producidos. Como ejemplo a destacar en este caso, el incendio que se produjo en un paso superior en El Cairo (Egipto), cuando una tubería de gas se rompió y provocó un incendio que afectó a una de las pilas del puente provocando el fallo de la misma y el colapso del puente.



Figura 9. Izda. Daños ocasionados por el incendio de unas pilas de plástico bajo la estructura, Dormagen, Alemania. Fuente: thelocal.de. Dcha. Colapso de un puente en El Cairo debido al incendio de una tubería de gas. Fuente: ndjblogalnews.

2.2.3 Incendios Causados por Camiones Cisterna

Como se ha visto en el apartado anterior los incendios de camiones cisterna son más susceptibles de provocar daño severo sobre la estructura. Un total de 58 casos de los 154 casos recopilados han sido provocados por camiones cisterna, una media de 3 casos al año.

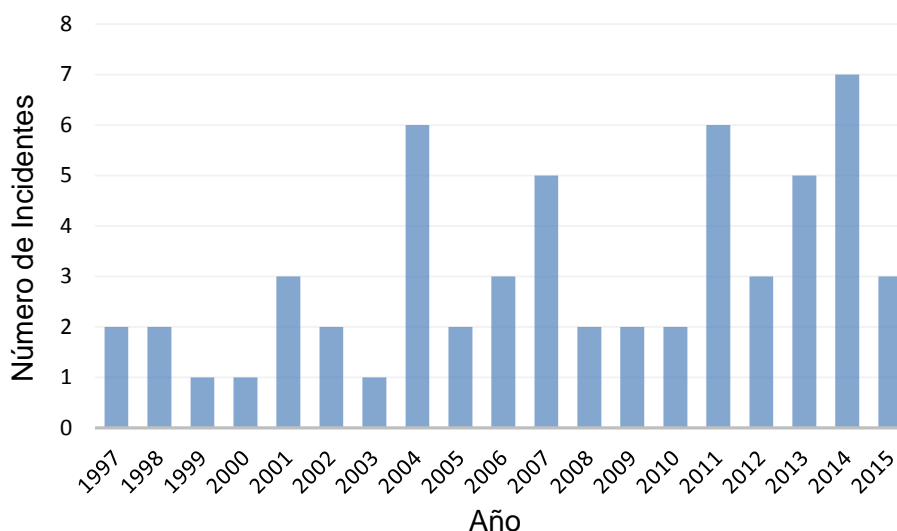


Figura 10. Número de incidentes provocados por camiones cisterna.

Dada su importancia en el nivel de daño sufrido por la estructura, en esta sección se analiza la influencia del resto de los factores solo para aquellos casos donde la causa del incendio fue un camión cisterna. Se ha realizado el estudio de la varianza (ANOVA) para determinar la influencia de los factores sobre el nivel de daño. Los factores estudiados han sido: ancho y luz del puente, material, sistema estructural, combustible transportado, el área donde se encuentra el puente y la posición del camión cisterna. En la tabla siguiente (ver Tabla 4) se muestran los resultados obtenidos y se observa cómo dos de los factores tienen una importancia significativa en el nivel de daño: el tipo de combustible transportado y la posición relativa del camión cisterna sobre la estructura con unos “p-values” de 0.0078 y 0.0211 respectivamente. En los apartados siguientes se puede encontrar más información respecto a estos dos parámetros.

Tabla 4. Resultados del análisis ANOVA para niveles de daño del puente. El ANOVA se ha realizado considerando un total de 50 casos de los 58 recogidos. Esto es debido a que no existe información de todas las variables para los 58 casos.

	Suma de los Cuadrados	Grados de Libertad	Cuadrado Medio	F-ratio	p-value
Covariables					
Luz	1.5517	1	1.5517	1.29	0.2643
Ancho	2.6238	1	2.6238	2.18	0.1491
Efectos Principales					
Área	2.4819	2	1.2409	1.03	0.3678
Sistema Estructural	2.2278	2	1.1139	0.92	0.4064
Material	0.3939	2	0.1969	0.16	0.8499
Tipo de Combustible	16.7660	3	5.8887	4.64	0.0078
Posición del Camión Cisterna	13.2909	3	4.4303	3.67	0.0211
Residuales	42.1950	35	1.20557		
Totales	82.0000	49			

2.2.3.1 Influencia del tipo de Combustible

En la Figura 11 se pueden observar los intervalos de Tukey resultado del estudio de la influencia del tipo de combustible transportado.

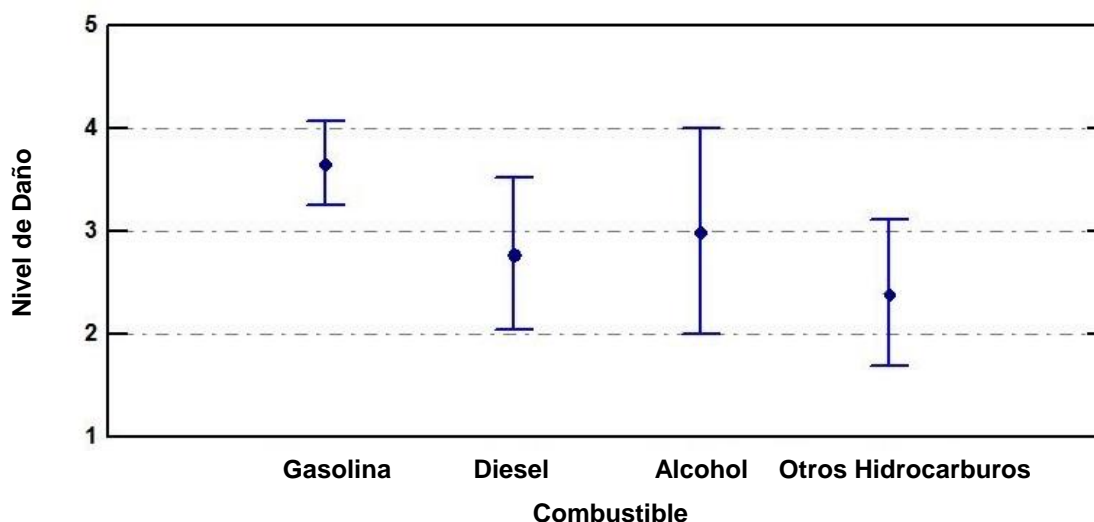


Figura 11. Intervalos de Tukey para analizar la influencia del tipo de combustible.

Los intervalos de la gasolina, el diésel, y los combustibles basados en alcohol, como son el etanol y el metanol se solapan, por lo que no puede determinarse que haya diferencia significativa en los niveles de daño causados. Sí que puede afirmarse que hay diferencia significativa entre la gasolina y otros hidrocarburos. La ausencia de significancia en los resultados puede deberse a la poca cantidad de casos recopilados donde el combustible transportado es diésel o combustibles basados en alcohol y su alta variabilidad en los niveles de daño, en comparación con los casos de gasolina. Los incendios causados por camiones cargados de gasolina tienen un nivel medio de daño de 3.66, que es mayor que en los casos que se transporta diésel (2.77), combustibles basados en alcohol (3.0) u otros hidrocarburos (2.4).

El mayor daño causado por los incendios de camiones cargados de gasolina es explicado por los estudios de combustión recogidos en el manual de protección contra incendios de la Society of Fire Protection Engineers (SFPE) [38]. Estos estudios muestran como la gasolina tiene una tasa de liberación de calor más alta respecto a otros tipos de combustibles además de ser inflamable a temperatura ambiente, a diferencia del combustible diésel. De acuerdo con los datos recogidos en el manual de la SFPE [38], la tasa de liberación de calor en piscinas de gasolina es de 2400 kW/m², mientras que la del combustible diésel es 1950 kW/m². Esto supone que incendios provocados por gasolina obtendrán temperaturas más altas y por tanto mayores daños en la estructura. Además debe advertirse que:

- Más de la mitad de los incendios provocados por camiones cisterna transportaba gasolina (56%) frente al 17% que transportaba diésel, 18% transportaba otros hidrocarburos como son aceite combustible, crudo o petróleo, y el 8% que transportaba combustibles basados en alcohol como son etanol y metanol.
- El volumen de combustible transportado en la gran mayoría de los casos estaba entre los 30 y los 35 m³.

2.2.3.2 Influencia de la posición del camión cisterna

En la Figura 12 se pueden observar los intervalos de Tukey resultado del estudio de la influencia de la posición del camión cisterna.

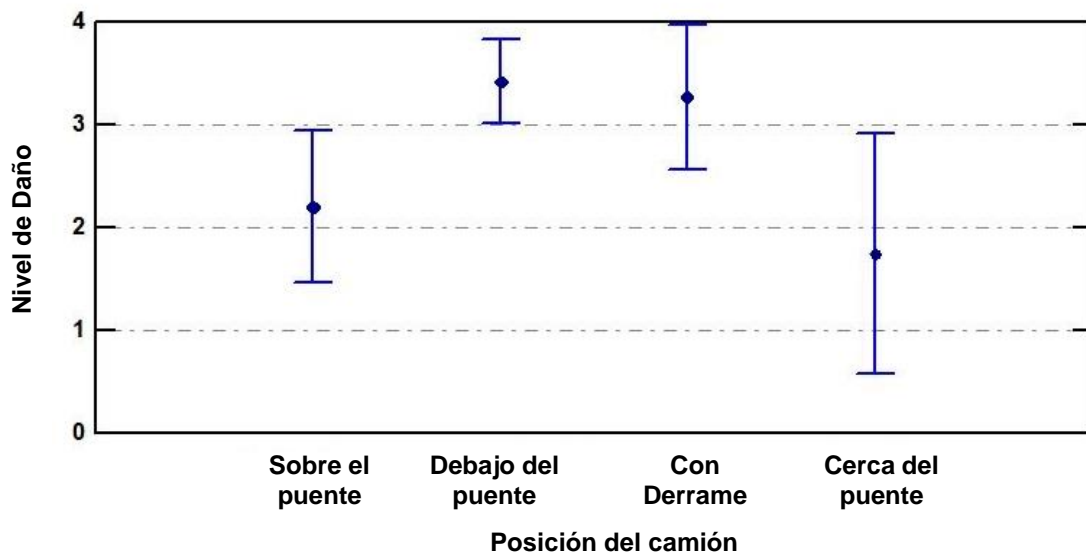


Figura 12. Intervalos de Tukey para analizar la influencia de la posición del camión cisterna.

Como se observa en la imagen anterior, cuando el camión cisterna se encuentra debajo del puente o se encuentra arriba pero se produce un derrame a la parte inferior, el nivel de daño ocasionado por este tipo de casos es mayor (nivel medio de daño de 3.42 y 3.27 respectivamente). Esto es debido a que las llamas inciden directamente sobre los elementos estructurales principales y se produce un calentamiento de la estructura debido a la acumulación de los humos, lo que produce que las temperaturas alcanzadas sean mucho mayores si las comparamos con las obtenidas cuando el incendio se produce solamente en la parte superior del puente. Cuando el incendio se produce en las cercanías pero no está en contacto directo con el puente, este no sufre daños de consideración.

Por lo tanto se debe dar una atención especial a los sistemas de drenaje del puente para evitar que el derrame de combustible llegue a la parte inferior del puente, ya que incendios debajo de la estructura incrementan la posibilidad de daño estructural.

Un caso significativo donde se muestra muy bien la influencia de la posición en los daños sufridos por la estructura, es el caso del incendio de un camión cisterna cargado de diésel en un enlace cerca de Harrisburg en 2013, el camión cisterna se incendió en la parte superior de un puente que a su vez tenía un paso superior sobre él. Las llamas alcanzaron las vigas metálicas del paso superior que se encontraba sobre el incendio, causando daños de consideración que obligaron a la reconstrucción del puente. Sin embargo el paso superior donde se produjo el incendio no necesito su reconstrucción y pudo ser reparado sin graves problemas. Otro ejemplo donde se ven los efectos del derrame de combustible, es el caso del puente de Mathilde en Ruan donde los daños sobre la estructura provinieron principalmente del incendio de unos vehículos debajo de la estructura que fueron ocasionados por el derrame del líquido combustible.

2.2.3.3 Influencia del sistema estructural

Como se ha visto de los resultados obtenidos anteriormente no existe diferencia significativa entre los diferentes sistemas estructurales.

Analizando los casos con niveles de daño de consideración (niveles 4 y 5) se ve cómo existe una diferencia en la cantidad de casos recopilados de cada tipología estructural. Como se ve en la imagen siguiente (ver Figura 13) el 77% de los puentes afectados estaban contruidos con vigas en doble-T, de los cuales 43% eran puentes mixtos, el 27% puentes de hormigón y el 7% eran puentes metálicos.

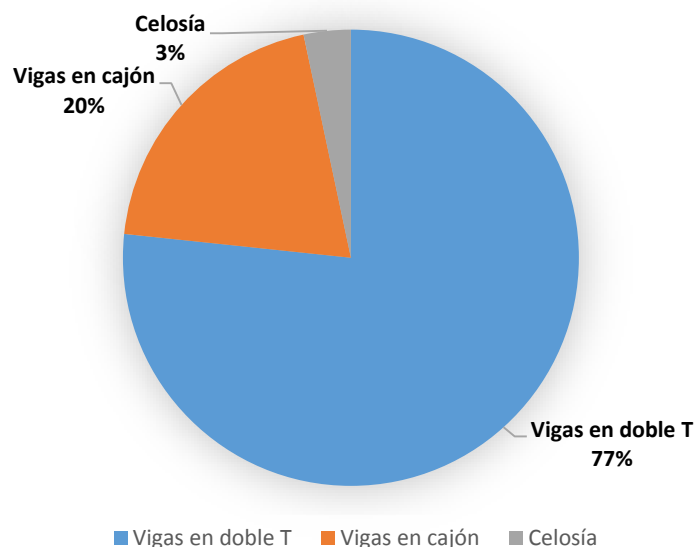


Figura 13. Incendios causados por camiones cisterna. Sistema estructural de los casos con nivel de daño 4 y 5.

La gran cantidad de incendios de esta tipología estructural (puentes contruidos sobre vigas en doble T) viene explicado por el escenario del incendio. La gran mayoría de puentes que atraviesan carreteras, por la luz a salvar que suele ser relativa al número de carriles, tienden a esta tipología estructural al ser la tipología que mejor salva este rango de luces.

2.3 CONCLUSIONES

A raíz de los estudios presentados aquí se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- 1) Los puentes de madera tienen una alta probabilidad de colapso en caso de incendio. Otros tipos de materiales dan niveles de daño similares mucho menores que los puentes de madera, siendo destacable que no se ha encontrado ningún colapso de un puente de hormigón.
- 2) Los incendios causados por camiones cisterna son los eventos que más daño provocan sobre la estructura. La gasolina es el combustible transportado que provoca mayores daños.
- 3) Los niveles de daño mayores se producen cuando las llamas y los gases calientes inciden directamente sobre la estructura. Esto ocurre cuando se produce el incendio de materiales almacenados debajo del puente, o cuando un camión cisterna se incendia debajo del puente o en la parte superior pero derramándose parte del combustible a la parte inferior.
- 4) Debe prestarse especial atención al sistema de drenaje del puente para evitar posibles derrames de combustible a la calzada inferior, ya que incendios debajo de la estructura incrementan la posibilidad de daño estructural.
- 5) Cuando el incendio se produce por materiales almacenados debajo del puente, los factores principales que influyen son: la altura existente entre el almacenaje y la estructura del puente y el poder calorífico de los materiales almacenados.
- 6) La gran mayoría de los puentes que han colapsado o que han sufrido graves daños tienen tableros materializados con vigas en doble T. Por tanto, este tipo de puentes requiere especial estudio.
- 7) Debe disponerse especial atención en la fase de construcción donde incendios debido a las operaciones de construcción pueden derivar en el colapso de la estructura.

A raíz de los resultados y conclusiones obtenidas queda claro que el caso más crítico y más habitual sería el incendio de un camión cisterna debajo de la estructura. Por tanto, este será el escenario de incendio elegido en los futuros capítulos de esta Tesis para analizar la respuesta estructural de puentes frente a incendio.

3 ANÁLISIS NUMÉRICO

En este apartado se analiza la respuesta estructural de puentes de vigas metálicas multijácena frente al fuego causado por el incendio de un camión cisterna bajo la estructura. La elección del estudio de puentes metálicos multijácena viene motivada por:

- Las conclusiones obtenidas en el capítulo 2, donde se vio que el 77% de los casos donde se ha producido el incendio de un camión cisterna y el puente ha colapsado o ha tenido que ser demolido, están asociados a puentes de vigas doble T.
- El uso de esta tipología estructural en el rango de luces de tablero de puente analizado en esta Tesis como demuestran los datos siguientes:
 - (a) El libro *“Theory and design of bridges”* escrito por P.P. Xanthakos [39] establece que *“a rolled-beam simple-span highway bridge is likely to be economical for spans up to 60 ft (18.29 m), and for railroad traffic up to 50 ft (15.24 m)”* (capítulo *“Steel I-Beam Bridges”*, página 297).
 - (b) El criterio establecido por la Federal Highway Administration (FHWA) de los Estados Unidos. Este organismo, en su publicación *“Standard Plans for Highway Bridges: Volume II (Structural Steel Superstructures)”* [40], establece que el uso de la tipología estructural analizada es óptima para el rango de luces estudiado. Más concretamente indica: *“Each series of bridges covers a range of spans (...). It is within this range that past experience has shown that this particular type of bridge is most economical. Likewise, beam sizes, girder depths, and beam and girder spacings represent configurations which have proven to be economical”*. Esta afirmación realizada por la FHWA es muy importante, pues la FHWA y su organización predecesora, el *“Bureau of Public Roads”*, fueron responsables de la construcción

del “*Interstate and Defense Highway*”, un sistema de carreteras de 75,198 kilómetros en Estados Unidos. El diseño y construcción de este sistema de carreteras fue promovido principalmente por el presidente D.D. Eisenhower a través de la *Federal-Aid Highway Act* de 1956 y requirió la construcción de miles de puentes, muchos de ellos de la tipología estructural estudiada en esta Tesis.

Detectada la problemática en el Capítulo 2, se presenta en el Capítulo 3 la metodología empleada para analizar la respuesta estructural de puentes metálicos multijácena de luces cortas junto con los softwares empleados y que han sido validados en este tipo de incidentes [18]. Se exponen con detalle los modelos numéricos y se estudian las condiciones de contorno de manera que reproduzcan de forma fehaciente el comportamiento del puente frente a fuego. Se han obtenido los tiempos y modos de fallo de dos puentes distintos de 12.20 metros y 21.34 metros de luz frente al incendio de un camión cisterna para comprobar que las conclusiones aquí obtenidas son aplicables a un rango de luces acorde al tipo estructural analizado. A la vista del elevado coste computacional se propondrán simplificaciones en los modelos para poder analizar de manera más rápida y entendiendo el problema global la respuesta de los puentes metálicos multijácena frente a fuego. Estas simplificaciones serán tenidas en cuenta en el capítulo 4 “Estudio Paramétrico” para analizar la influencia del gálibo y de la configuración de los estribos, sin suponer un coste computacional inabordable.

Los puentes analizados en este capítulo son diseños propuestos por la guía de diseño publicada por la *Federal Highway Administration (FHWA)* en 1982 con el título “*Standard Plans for Highway Bridges: Volume II (Structural Steel Superstructures)*” [40]. Los puentes analizados en esta Tesis están formados por vigas metálicas en las que apoya una losa de hormigón no conectada estructuralmente al tablero del puente. Los diseños analizados en esta Tesis tienen luces de 12.20 y 21.34. Estos dos puentes han sido escogidos para abarcar el rango de luces típicas de esta categoría puesto que representan los puentes de menor y mayor luz propuestos en [40].

Los trabajos aquí presentados en este capítulo forman parte de los siguientes trabajos publicados:

- i. Peris-Sayol G, Alós-Moya J, Payá-Zaforteza I, Hospitaler-Pérez A. (2014). “*Estudio paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales*”. Informes de la Construcción, Vol 66, EXTRA-1. DOI:10.3989/ic.13-077
- ii. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2015). “*Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios*”. Computers & Structures, Volume 158, (1 October 2015), Pages 333–345. DOI:10.1016/j.compstruc.2015.06.003
- iii. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J. (2014). “*Analysis of the response of a steel girder bridge to different tanker fires depending on its structural boundary conditions*”. 8th Conference on Structures in Fire (SIF’14), Shanghai, China. Junio de 2014. DOI:10.13140/2.1.2224.8964
- iv. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2015). “*Analysis of the Influence of Structural Models in Fire Responses of Steel Girder Bridges*”. ASCE Structures Congress 2015, Portland, USA. pp. 160-171. DOI:10.1061/9780784479117.014.

3.1 METODOLOGÍA

La metodología planteada para la modelización y simulación de la estructura sometida a fuego consiste en 2 partes claramente diferenciadas.

En primer lugar se realizará un modelo numérico de dinámica de fluidos computacional de las condiciones del incendio mediante el software Fire Dynamics Simulator (FDS) para determinar las temperaturas del gas alrededor de la estructura. A partir de estas temperaturas obtenidas, se realizará en una segunda fase el análisis termo-mecánico para determinar el comportamiento estructural del conjunto del puente. Este análisis a su vez consistirá en dos modelos físicos diferentes, un modelo de transferencia de calor para obtener el calentamiento de los distintos elementos en el tiempo y el modelo estructural donde las propiedades de los materiales variarán según la temperatura observando la evolución de las flechas y las tensiones alcanzadas en la estructura en el tiempo. En esta última fase se utiliza el programa de elementos finitos ABAQUS para realizar el análisis termo-mecánico. Un esquema de la metodología empleada puede verse en la figura siguiente (ver Figura 14).

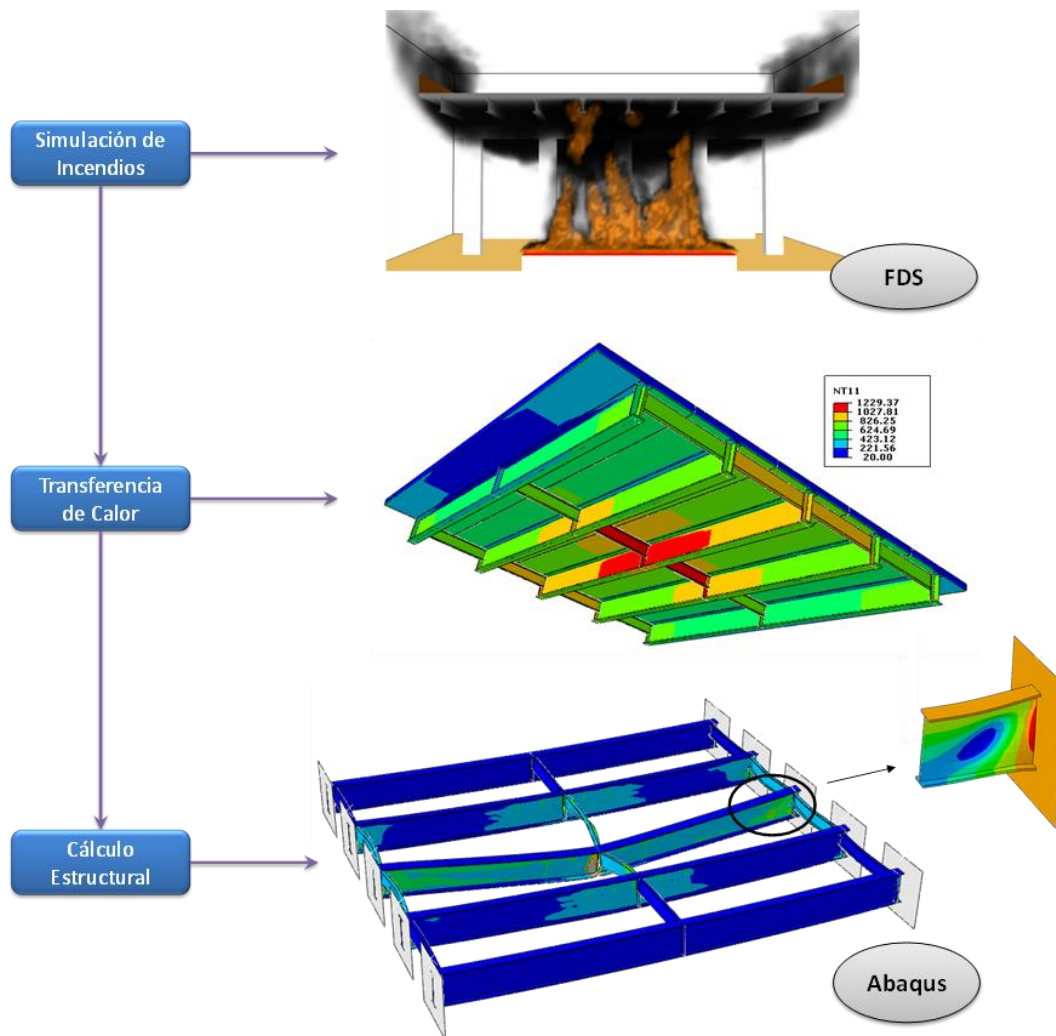


Figura 14. Esquema de la metodología empleada.

Con el fin de mejorar la interfaz de conexión entre la fase de simulación de incendios en la cual se trabaja a escala de todo el puente (m) con la fase de análisis térmico y mecánico en la cual trabajamos solo con los elementos estructurales (mm) y con el fin de reproducir exactamente

los espesores de las chapas que conforman la viga, se utilizará el recurso de la “*superficie adiabática*” presentado por Wickstrom [41] ampliamente aceptado en la comunidad científica. Esta herramienta permitirá obtener las temperaturas del gas alrededor de los elementos del puente independientemente de los materiales, realizando un cálculo de transferencia de calor más preciso mediante ABAQUS donde se tendrán en cuenta los espesores de las chapas.

3.2 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

En este capítulo de la Tesis se analizan dos puentes de distinta luz a fin de tener unos resultados válidos para un rango de luces en los que el empleo de la tipología estructural analizada ha sido habitual.

Se ha decidido analizar puentes formados por vigas metálicas soportando una losa de hormigón armado que conformará el tablero por su vulnerabilidad al fuego. Esta tipología está además muy extendida en Estados Unidos gracias al plan de expansión del sistema de carreteras propuesto por Eisenhower, “*the Federal-Aid Highway Act*” en 1956.

Los puentes analizados están basados en el diseño propuesto por las recomendaciones publicadas por la *Federal Highway Administration* (FHWA) en 1982, con el título: “*Standard plans for Highway Bridges: Volume II (Structural Steel Superstructures)*” [40]. En este documento se muestran diseños de puentes tipo según la luz y los vanos del puente, detallándose las dimensiones de las vigas metálicas y de la losa de hormigón junto con su armado.

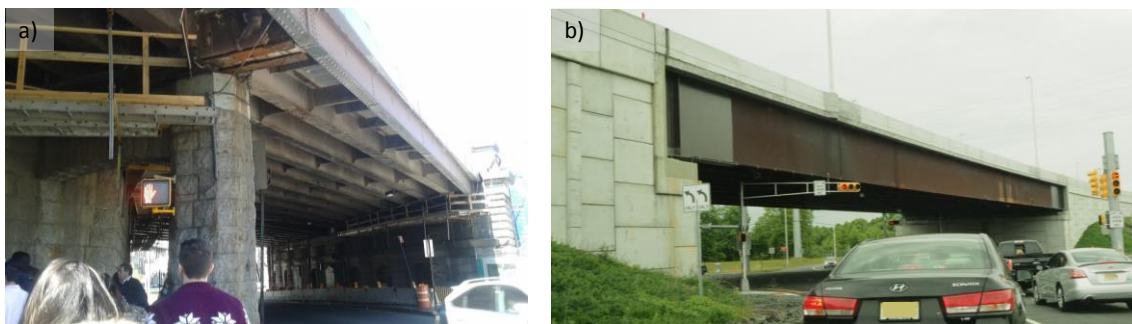


Figura 15. Pasos superiores típicos de vigas metálicas con losa de hormigón armado. a) fuente propia b) fuente: Ignacio Payá-Zaforteza

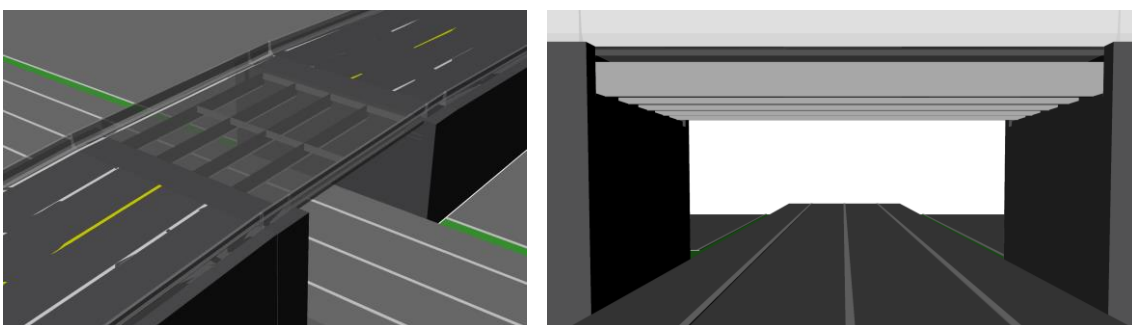


Figura 16. Reproducción mediante Rhino de un paso superior de vigas metálicas con losa de hormigón armado.

Se muestran a continuación las características geométricas de cada uno de los puentes analizados.

3.2.1 Puente de 12.2 metros de Luz

El puente estudiado es un puente de un único vano simplemente apoyado con estribos cerrados en sus extremos, con un apoyo fijo en uno de los extremos que evita el desplazamiento longitudinal y un apoyo simple en el extremo contrario.

El puente tiene una luz de 12.2 metros y su gálibo es de 5 metros, se entiende como gálibo a la altura entre la calzada inferior y la parte inferior de las vigas metálicas. El puente está formado por 5 vigas metálicas W33x141 según el catálogo de la American Institute of Steel Construction, AISC, [42] que soportan una losa de hormigón de 20 centímetros de espesor (Ver Figura 17). No existirá acción conjunta al no estar conectada la losa a las vigas por lo que el puente no se puede considerar un puente mixto. El puente dispone de unos diafragmas C15x50 según el catálogo de la American Institute of Steel Construction, AISC, [42] colocados en la sección de centro luz y en los apoyos para prevenir desplazamientos laterales (se puede ver con detalle en la Figura 17). El puente además dispone de dos juntas de dilatación en sus extremos con un ancho de 3.6 cm.

A temperatura ambiente las propiedades del material serán las correspondientes a un acero A36, lo que significa que el límite elástico es de 250 MPa.

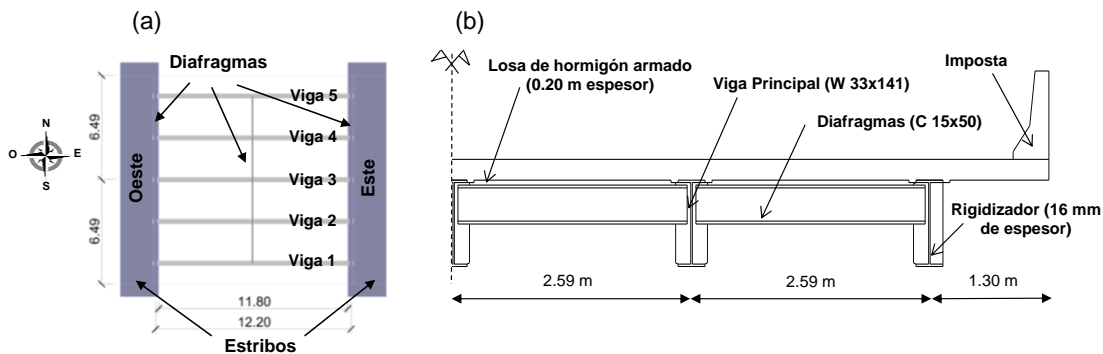


Figura 17. Geometría del puente de 12.2 m. a) Vista en planta sin la losa de hormigón. b) Sección del puente.

3.2.2 Puente de 21.34 metros de Luz

El puente estudiado es un puente de un único vano simplemente apoyado con estribos cerrados en sus extremos, con un apoyo fijo en uno de los extremos que evita el desplazamiento longitudinal y las rotaciones y un apoyo simple en el extremo contrario.

El puente tiene una luz de 21.34 metros y su gálibo es de 5 metros, se entiende como gálibo a la altura entre la calzada inferior y la parte inferior de las vigas metálicas. El puente está formado por 5 vigas metálicas W36x300 según el catálogo de la American Institute of Steel Construction, AISC, [42] que soportan una losa de hormigón de 20 centímetros de espesor (Ver Figura 18). No existirá acción conjunta al no estar conectada la losa a las vigas por lo que el puente no se puede considerar un puente mixto. El puente dispone de unos diafragmas C15x50 según el catálogo de la American Institute of Steel Construction, AISC, [42] colocados en la sección de los apoyos y en las secciones $L/3$ y $2L/3$ (donde L es la luz del puente) para prevenir desplazamientos laterales (se puede ver con detalle en la Figura 18). El puente además dispone de dos juntas de dilatación en sus extremos con un ancho de 3.8 cm.

A temperatura ambiente las propiedades del material serán las correspondientes a un acero A36, lo que significa que el límite elástico es de 250 MPa.

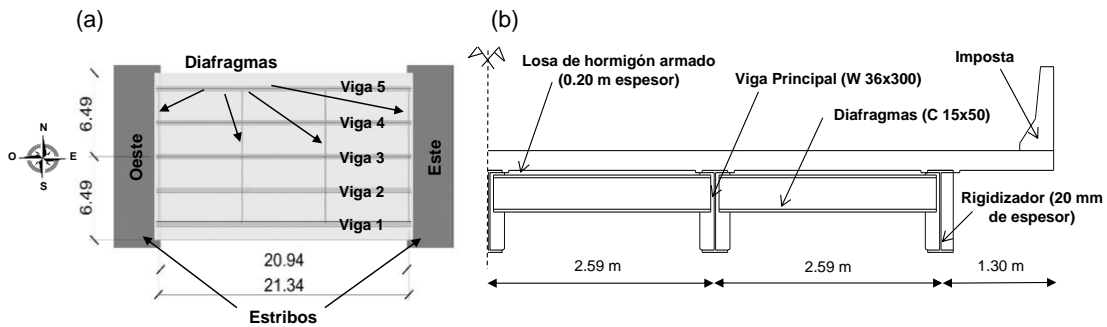


Figura 18. Geometría del puente de 21.34 m. a) Vista en planta sin la losa de hormigón. b) Sección del puente.

3.3 MODELO FDS

Para la obtención de las temperaturas del gas alcanzadas en el incendio, se ha utilizado el software Fire Dynamics Simulator (FDS) en su versión 6. FDS fue desarrollado por el *Building and Fire Research Laboratory del National Institute of Standards and Technology – NIST (USA)* con la colaboración del *VTT Building and Transport in Finland* y ha tenido desde su creación un amplio programa de validación con ensayos experimentales [43].

FDS utiliza técnicas de dinámica de fluidos computacional (CFD) enfocadas específicamente a la simulación de incendios. FDS resuelve numéricamente en un volumen de control en el que se ha definido un mallado, las ecuaciones de Navier-Stokes adaptadas para bajas velocidades del flujo desde un punto de vista térmico con especial énfasis en el transporte del humo y calor derivado del incendio. FDS calcula la temperatura, densidad, presión, velocidad, flujo de calor, tasa de pérdida de masa y concentraciones de especies en cada celda de la malla para cada paso de tiempo discreto. Para ello el programa emplea (a) la ecuación de la conservación de la masa, (b) la ecuación de la conservación de las especies, (c) la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento, (d) la ecuación de la conservación de la energía y (e) la ecuación de estado. Adicionalmente se ha utilizado el modelo de turbulencia LES (*Large Eddy Simulator*).

Para realizar un modelo mediante FDS se requiere una correcta definición del problema, lo que implica definir: (1) un volumen de control y sus condiciones de contorno, (2) una geometría incluida en el volumen de control que representa el caso de estudio, (3) un mallado del volumen de control, (4) unas propiedades de los materiales, (5) una carga de fuego, (6) un modelo de combustión y (7) sensores para obtener los resultados.

3.3.1 Volumen de Control y Malla

El volumen de control utilizado en FDS contendrá todo el puente más una zona aledaña suficientemente extensa para que las condiciones de contorno no afecten a los resultados de la simulación (Ver Figura 19). Esta zona, por tanto, varía dependiendo de las características del puente estudiado en cada caso (longitud, ancho del mismo y gálibo del puente así como su tipología de estribos). Los modelos utilizados en esta Tesis variaran dependiendo del caso de estudio desde 28 a 58 metros en dirección “x”, 27 a 31 metros en dirección “y” y de 12 a 15 metros en dirección “z”. El mallado en FDS está formado por celdas cúbicas de 0.2 metros de lado. La cantidad total de celdas de los modelos varía entre 1,134,000 a 3,262,500. El mallado se considera grueso según FDS Technical Reference [44], pero el análisis de sensibilidad llevado a cabo muestra que es suficiente para los objetivos de esta tesis.

En el caso de que se requiriese una mayor precisión en el valor de las temperaturas alcanzadas alrededor del incendio (estudios experimentales donde se comparan temperaturas alcanzadas) se deberían incrementar el número de celdas en la zona cercana a la fuente del incendio. En esta Tesis al realizarse en todo momento estudios comparativos, el mallado propuesto es perfectamente válido para los objetivos planteados.

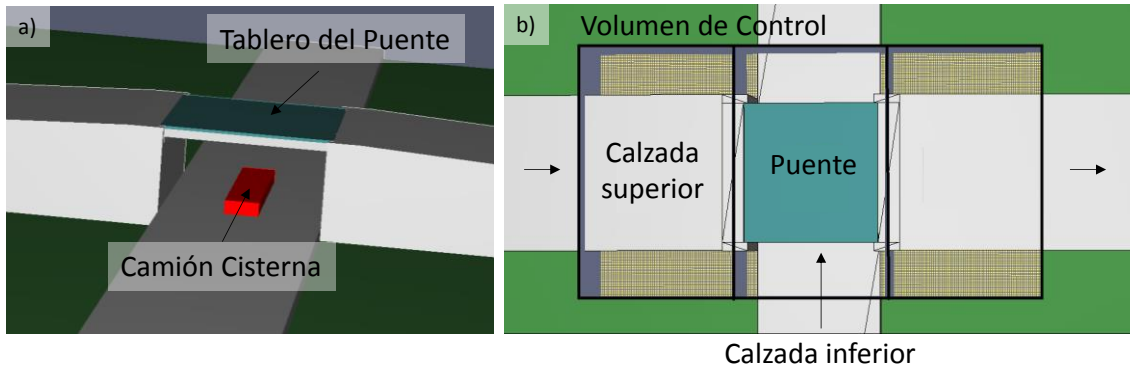


Figura 19. a) Geometría empleada en el modelo FDS. b) Volumen de control utilizado para el caso de puente de 12.2 metros.

3.3.2 Carga de Fuego y Modelo de Combustión

La carga de fuego utilizada para realizar las simulaciones se ha definido teniendo en cuenta las conclusiones obtenidas en el punto 2 de esta tesis. Se ha modelado el incendio de una cisterna de un camión cisterna al ser éste caso junto con almacenamiento de materiales con alta potencia calorífica los únicos incendios capaces de causar grandes daños y con un cierta recurrencia. Se ha utilizado como carga de fuego una superficie horizontal de aproximadamente 30 m^2 ($12 \times 2.4 \text{ m}$) a un metro sobre el nivel del suelo, superficie equivalente a una cisterna de transporte de mercancías peligrosas.

Las concentraciones de monóxido de carbono ("*CO yield*") y de producción de humo ("*Soot yield*") se han elegido acorde a las recomendaciones del SFPE Handbook manual [38] para hidrocarburos y tienen un valor de 0.019 y 0.059 respectivamente.

Se ha asumido una tasa de liberación de calor (HRR) de 2.4 MW/m^2 para piscinas de gasolina, de acuerdo a SFPE Handbook manual [38]. Este valor es válido para piscinas de combustible con diámetro equivalente mayor de 3 metros. La HRR crece de 0 al valor máximo en 30 segundos y se mantiene constante hasta el fallo. Los ensayos numéricos realizados muestran que el fallo estructural se produce cuando solo un 30% de todo el combustible de la cisterna ha sido consumido por lo que no se simula la fase de decrecimiento en la curva.

Para ambos puentes se han estudiado dos escenarios distintos de incendio según la posición de la cisterna, el primer escenario con la cisterna en centro luz y el segundo escenario con la cisterna cerca de los estribos (ver Figura 20 y Figura 21).

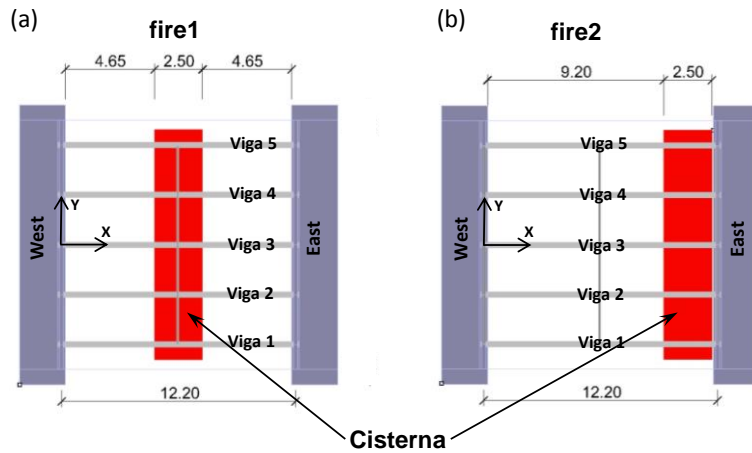


Figura 20. Distintas posiciones analizadas en el caso del puente de 12.2 metros.

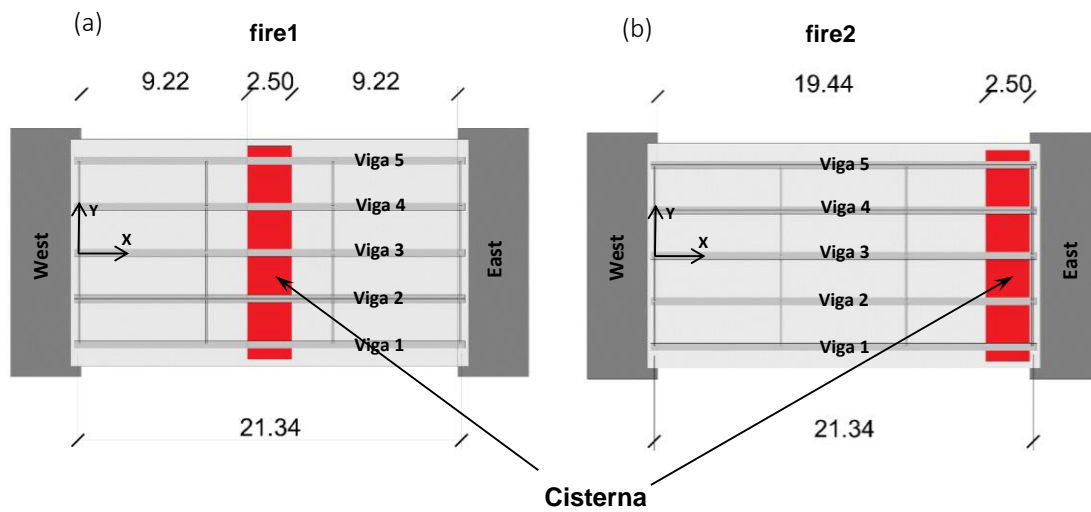


Figura 21. Distintas posiciones analizadas en el caso del puente de 21.34 metros.

3.3.3 Temperatura Adiabática

La temperatura adiabática es un concepto introducido por Wickstrom [41] utilizado para transferir la información obtenida en los modelos de incendio a los modelos térmicos. Esta temperatura adiabática se puede entender como una temperatura ficticia obtenida en FDS asumiendo que el elemento estructural es un perfecto aislador y es comúnmente utilizada para calcular tanto la transferencia de calor por convección¹ cómo por radiación². Es una expresión del flujo de calor como temperatura del gas que permite introducir en los modelos térmicos que habitualmente trabajan en escala de milímetros, la información obtenida en los modelos de incendios que habitualmente trabajan en escala de metros. Una descripción detallada del concepto de temperatura adiabática se proporciona en el “ANEXO 2: Superficie Adiabática”.

La temperatura adiabática es obtenida en FDS a través de sensores cuya localización es definida por el usuario. Para cada sección de viga que corta la malla (separación de 0.2 m) se han dispuesto tres sensores, tal como se puede ver en la figura siguiente (Ver Figura 22), denominados sensor 0 (Ala inferior), sensor 1 (Alma Sur) y sensor 2 (Alma Norte).

¹ Convección: Transporte de calor por medio del movimiento del fluido.

² Radiación: Propagación de la energía en forma de ondas electromagnéticas debido a su temperatura.

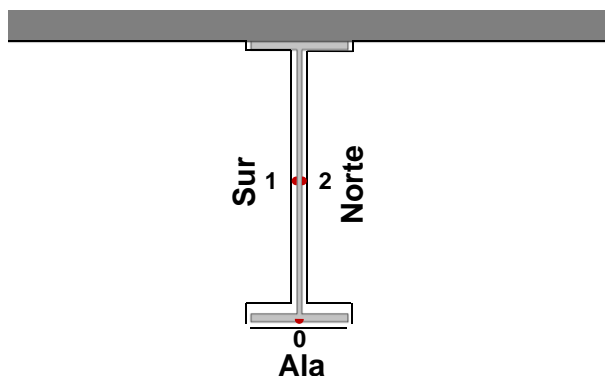


Figura 22. Sensores de temperatura adiabática en la sección monitorizada.

3.3.4 Resultados

Por lo tanto a raíz del número de puentes a analizar y del número de escenarios se han realizado un total de 4 simulaciones FDS para obtener la distribución de las temperaturas adiabáticas alrededor de las vigas. En la tabla siguiente se muestra una codificación para cada uno de los casos.

Tabla 5. Simulaciones FDS realizadas en esta sección.

Caso	Nombre	Luz del Puente	Posición de la Carga de Fuego
1	12.2-fire1	12.2 m	Centro Luz
2	12.2-fire2	12.2 m	Estribo
3	21.34-fire1	21.34 m	Centro Luz
4	21.34-fire2	21.34 m	Estribo

Las temperaturas obtenidas por los sensores han sido analizadas, mostrándose aquí las temperaturas medias en la fase estable del incendio, despreciándose los primeros 30 segundos de desarrollo del incendio. La Figura 23 muestra una vista 3D de los resultados obtenidos en FDS para el escenario "12.2-fire1" en la fase estable del incendio, cuando el incendio está completamente desarrollado.

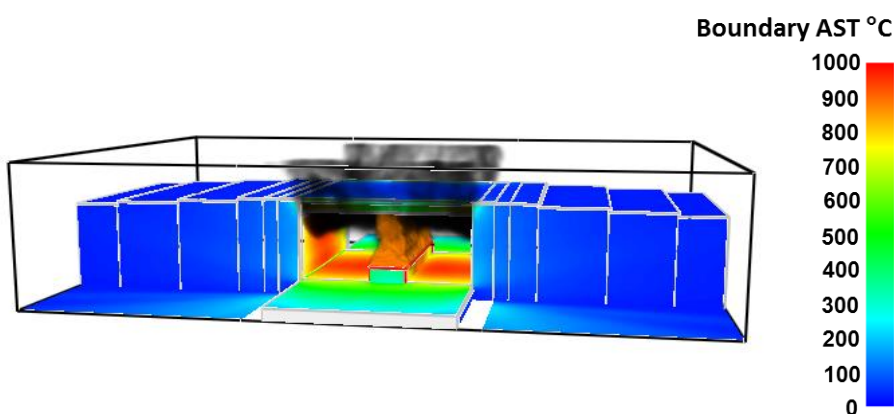


Figura 23. Resultados (temperaturas adiabáticas) correspondientes a la simulación del caso 12.2-fire1 en fase estable.

Se han calculado las temperaturas medias a lo largo de las vigas. A continuación se muestran para los 4 casos estudiados (Ver Tabla 5), las temperaturas a lo largo de las 5 vigas del puente para el sensor 0 colocado en el ala inferior (Ver Figura 24 y Figura 25) y para la viga más solicitada

térmicamente la evolución de temperaturas a lo largo de la viga para las 3 zonas estudiadas (Figura 26 y Figura 27)

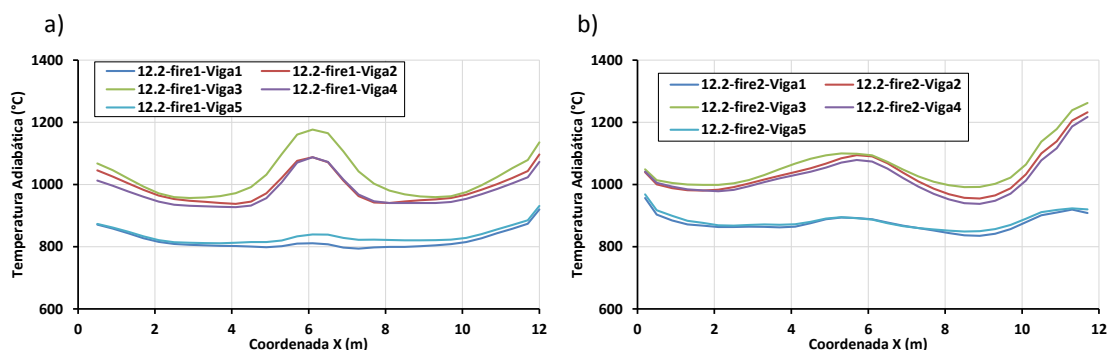


Figura 24. Temperaturas adiabáticas a lo largo de la longitud del puente. Caso puente de 12.2 metros. a) incendio en centro luz (fire1). b) incendio cerca del estribo (fire2).

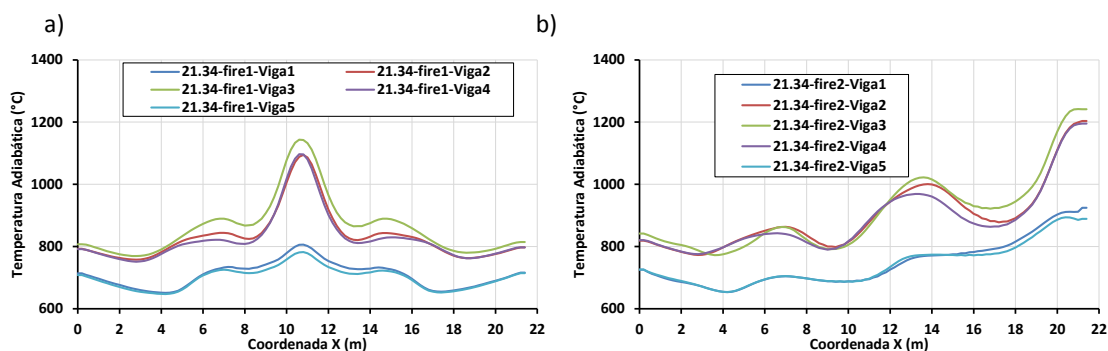


Figura 25. Temperaturas adiabáticas a lo largo de la longitud del puente. Caso puente de 21.34 metros. a) incendio en centro luz (fire1). b) incendio cerca del estribo (fire2).

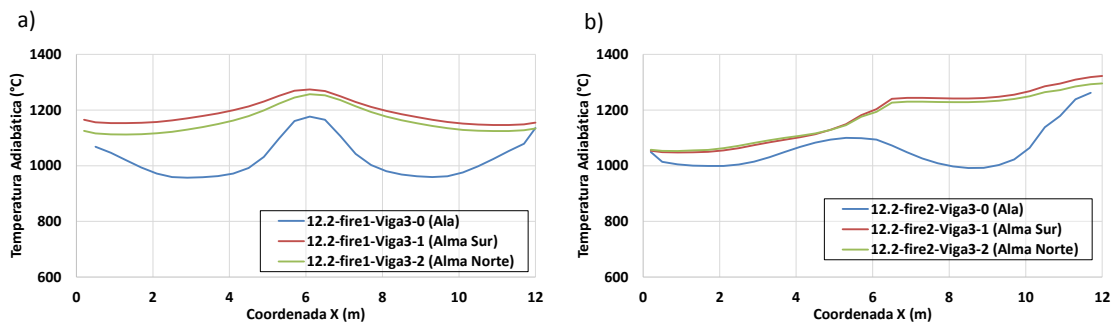


Figura 26. Temperaturas adiabáticas en las tres zonas dispuestas para la viga más expuesta térmicamente (Viga 3). Caso puente de 12.2 metros. a) Incendio en centro luz (fire1) b) incendio cerca del estribo (fire2)

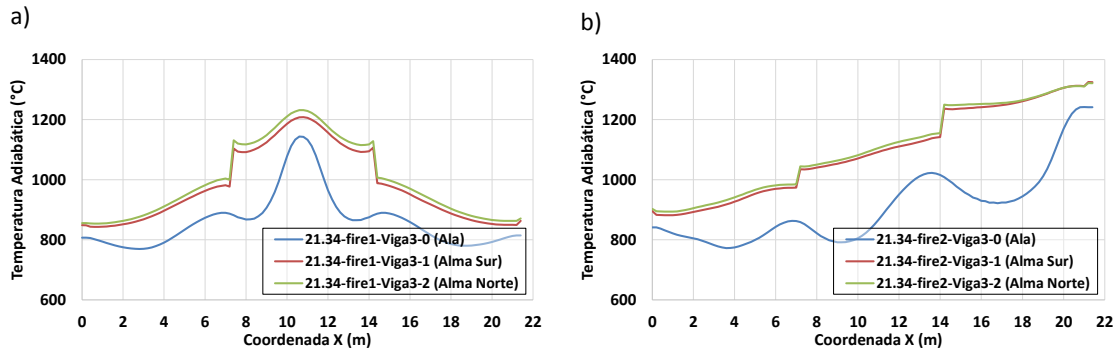


Figura 27. Temperaturas adiabáticas en las tres zonas dispuestas para la viga más expuesta térmicamente (Viga 3). Caso puente de 21.34 metros. a) Incendio en centro luz (fire1) b) incendio cerca del estribo (fire2)

Al estar el camión cisterna centrado debajo del puente, la viga 3 será la viga más expuesta térmicamente y las temperaturas en las vigas 1 y 5 y vigas 2 y 4 serán muy similares al ser la carga de fuego simétrica respecto a la estructura del puente. Las temperaturas en el alma (sensores 1 y 2) serán mayores que en el ala inferior (ver Figura 26 y Figura 27) debido al efecto combinado de la incidencia directa de las llamas y la acumulación de los humos en el espacio entre las vigas debajo de la estructura. Estas temperaturas alcanzarán valores máximos (entre 1200 y 1300°C) en el área de la viga 3 inmediatamente superior al camión cisterna incendiado.

La distribución de temperaturas varía longitudinalmente en ambos casos siendo el descenso de temperatura mayor en el caso del puente con mayor luz. Las temperaturas varían en la viga más expuesta térmicamente para el puente de 12.2 metros entre 1250 y 950°C para el caso de incendio en centro luz y entre 1320 y 1000°C para el caso de incendio cerca del estribo. El caso del puente de 21.34 metros tiene un mayor descenso y variación de temperaturas debido a su mayor luz. Más concretamente, para el caso de incendio en centro luz las temperaturas varían entre 1220 y 780°C mientras que para el caso de incendio cerca del estribo las temperaturas varían entre 1300 y 780°C.

Las temperaturas en el resto de las vigas serán menores y tendrán una menor variación a lo largo del eje del puente. Los saltos de temperatura que se pueden apreciar en la Figura 27 son debidos a la disposición de unos diafragmas que provocan la acumulación de los humos en cantones formados entre las vigas y diafragmas y que producen un mayor calentamiento de las vigas en estas zonas, frente a las zonas aledañas.

Destacar que las temperaturas máximas alcanzadas por el puente serán mayores cuando el incendio se produzca cerca del estribo (aproximadamente entre 70 y 80°C más). También se detecta una ligera tendencia a alcanzar temperaturas algo mayores cuando el puente es más corto (aproximadamente 20°C).

3.4 MODELO ABAQUS

La respuesta termo estructural del puente se obtiene mediante el software de elementos finitos ABAQUS en dos fases. En la primera fase se realiza el estudio de transferencia de calor utilizando las temperaturas adiabáticas obtenidas en el apartado anterior a través del software FDS y permite obtener la evolución de la temperatura en los nodos de la malla de nuestro problema estructural. En la segunda fase el problema estructural utiliza estas temperaturas nodales obtenidas en el modelo de transferencia de calor para actualizar las propiedades mecánicas del material y tratar de buscar el equilibrio de la estructura en cada paso discreto de tiempo.

Al estar analizando puentes sin acción mixta, la losa de hormigón se tendrá en cuenta en la primera fase para la obtención de las temperaturas pero no se incluirá en la segunda al no existir una acción conjunta de las vigas con la losa. Aunque no se incluya en el modelo sí que se tendrá en cuenta a través de las condiciones de contorno tal como se expone en el apartado 3.4.3. “*Condiciones de Contorno*”.

3.4.1 Malla

La Figura 28 muestra la malla utilizada en Abaqus para el análisis térmico y mecánico. Como se expondrá en detalle en el apartado 3.4.7.3. “*Comparación modelo Puente Completo Vs Viga Aislada*” algunos de los modelos incluirán el puente completo y otros incluirán solo una viga aislada, sin embargo para ambos modelos la malla será exactamente la misma.

Esto mismo ocurre con los dos puentes aunque el mallado sea distinto, la idea de mallado para ambos puentes es la misma con un refinamiento de la malla en la zona de los apoyos y en la zona central de la viga debido que estas áreas están sometidas a mayores tensiones.

Para el cálculo térmico se utilizan elementos DC3D8, mientras que para el cálculo mecánico se utilizan elementos del tipo C3D8. El primer tipo de elemento contiene 8 nodos con un grado de libertad en cada nodo (temperatura). El segundo tipo de elemento contiene 8 nodos con tres grados de libertad en cada nodo (deformaciones/tensiones en tres dimensiones). Se admiten no linealidades tanto geométricas como del material en el modelo.

La utilización de elementos tridimensionales viene motivada por la necesidad de capturar fenómenos locales como abolladura y pandeo lateral. A continuación se muestra el número de elementos y nodos empleados en los modelos estructurales. Los modelos mecánicos dispondrán de un menor número de elementos al no incluir la losa de hormigón en el modelo.

Tabla 6. Número de elementos y nodos empleados en la malla para los distintos modelos.

Puente	Análisis	Tipo de Modelo	Elementos	Nodos
Puente de 12.2 metros	Térmico (DC3D8)	Completo	83,060	122,949
		Viga Aislada	14,884	21,717
	Mecánico (C3D8)	Completo	71,760	105,279
		Viga Aislada	12,624	18,183
Puente de 21.34 metros	Térmico (DC3D8)	Completo	145,712	212,337
		Viga Aislada	27,504	39,693
	Mecánico (C3D8)	Completo	121,632	176,847
		Viga Aislada	22,688	32,595

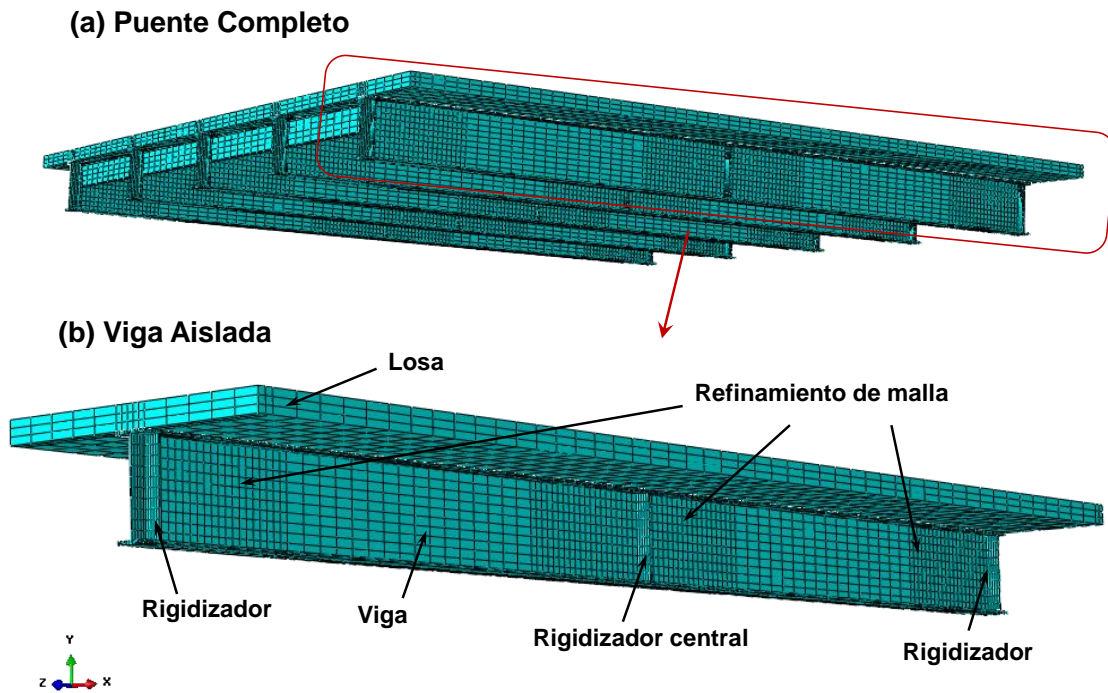


Figura 28. Modelo utilizado (Puente 12.2 metros) y mallado. a) Puente completo. b) Viga aislada.

3.4.2 Materiales

Las propiedades térmicas y mecánicas del acero y hormigón han sido obtenidas a partir de la información suministrada por los Eurocódigos 2 [45] y 3 [46].

3.4.2.1 Acero

El acero empleado en el diseño de los puentes es un acero A36, con un límite elástico de 250 MPa y endurecimiento por deformación tal como propone el Eurocódigo 3 (Ver Figura 32).

A continuación se muestran las expresiones utilizadas para caracterizar las distintas variables necesarias en el modelo, en el caso del acero tanto las propiedades térmicas como mecánicas serán necesarias.

3.4.2.1.1 Densidad

La densidad del acero será constante y tendrá un valor de 7850 kg/m³.

3.4.2.1.2 Calor específico

El calor específico del acero C_a (J/kgK) se obtiene a partir de la siguiente expresión:

- Para 20°C < θ_a < 600°C

$$c_a = 425 + 7,73 * 10^{-1} * \theta_a - 1,69 * 10^{-3} * \theta_a^2 + 2,22 * 10^{-6} * \theta_a^3$$

- Para 600°C < θ_a < 735°C

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$$

- Para 735°C < θ_a < 900°C

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

- Para $900^{\circ}\text{C} < \theta_a < 1200^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 650$$

Siendo θ_a la temperatura del acero ($^{\circ}\text{C}$)

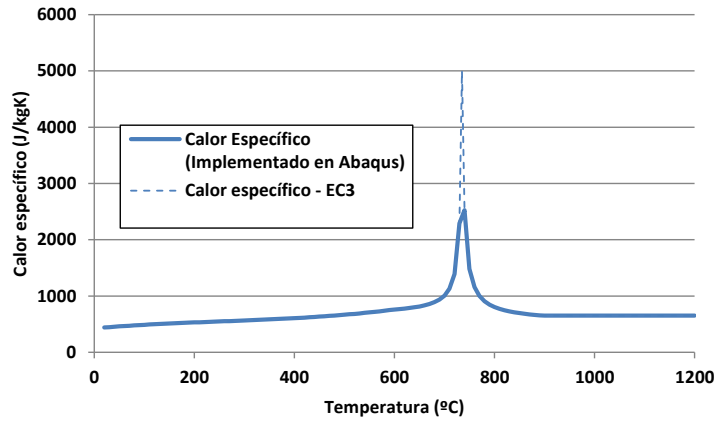


Figura 29. Calor específico según la temperatura. Obtenido del EC-3 [45]

3.4.2.1.3 Conductividad Térmica

La conductividad térmica del acero λ_a (W/mK) se obtiene a partir de la siguiente expresión:

- Para $20^{\circ}\text{C} < \theta_a < 800^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 * 10^{-2} * \theta_a$$

- Para $800^{\circ}\text{C} < \theta_s < 1200^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 27,3$$

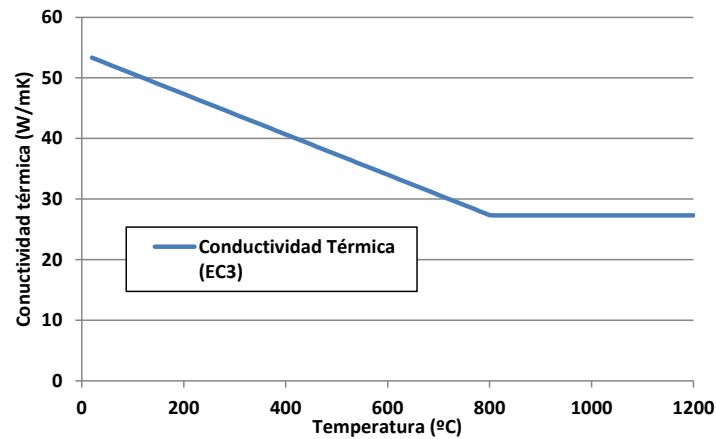


Figura 30. Conductividad térmica según la temperatura. Obtenido del EC-3 [45].

3.4.2.1.4 Dilatación Térmica

La deformación térmica unitaria del acero $\Delta l/L$ se obtiene a partir de la siguiente expresión:

- Para $20^{\circ}\text{C} < \theta_s < 750^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 * 10^{-5} * \theta_s + 0,4 * 10^{-8} * \theta_s^2 - 2,416 * 10^{-4}$$

- Para $750^{\circ}\text{C} < \theta_s < 860^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 * 10^{-2}$$

- Para $860^{\circ}\text{C} < \theta_s < 1200^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 * 10^{-5} * \theta_s - 6,2 * 10^{-3}$$

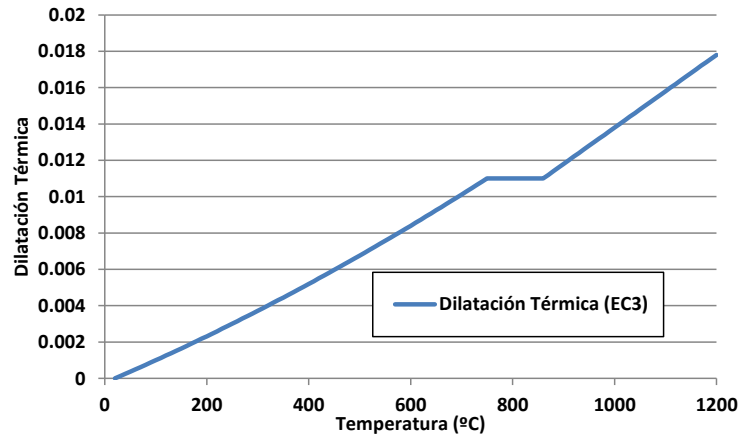


Figura 31. Dilatación térmica según la temperatura. Obtenido del EC-3 [45].

3.4.2.1.5 Ecuaciones Constitutivas

Abaqus solicita como datos de entrada para la definición de las propiedades mecánicas del acero, unas curvas tensión-deformación reales. Para obtener las curvas constitutivas reales basta con tomar las curvas constitutivas de laboratorio, y aplicarles una transformación definida de la siguiente forma:

$$\sigma_n = \sigma * (1 + \varepsilon)$$

$$\varepsilon_n = \ln(1 + \varepsilon)$$

En la Figura 32 se muestran las curvas tensión – deformación reales introducidas en Abaqus:

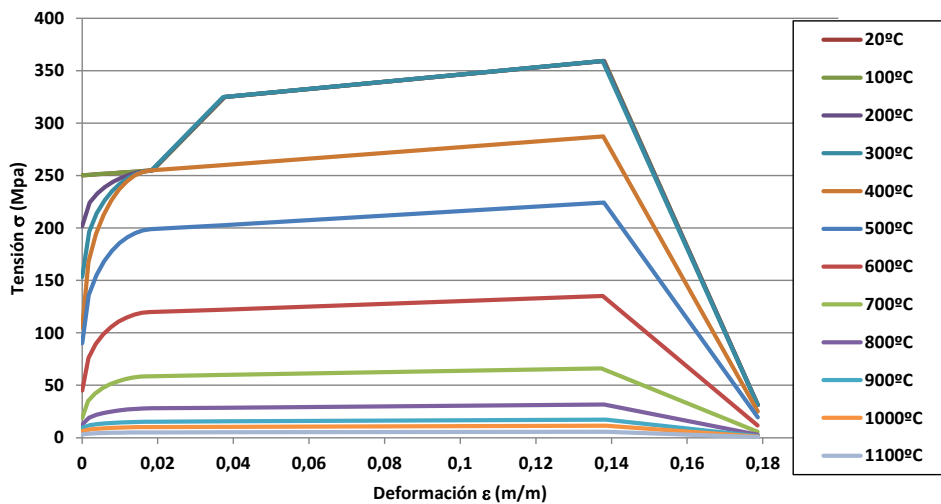


Figura 32. Curvas constitutivas para el acero A36 con endurecimiento por deformación.

3.4.2.2 Hormigón

En el caso del hormigón solo se han introducido las propiedades térmicas del material (densidad, calor específico y conductividad térmica) asumiendo que los áridos del hormigón son calcáreos.

Se ha tomado como valores de conductividad térmica el límite superior propuesto por el Eurocódigo 2.

A continuación se muestran las expresiones utilizadas para caracterizar las propiedades térmicas del hormigón.

3.4.2.2.1 Densidad

El hormigón posee una cantidad de agua en su composición (humedad), por tanto la densidad del mismo variará con la temperatura. A continuación se muestra la expresión proporcionada por el EC-2 [46].

- Para $20^{\circ}\text{C} < \theta < 115^{\circ}\text{C}$

$$\rho = \rho_{20}$$

- Para $115^{\circ}\text{C} < \theta < 200^{\circ}\text{C}$

$$\rho = \rho_{20} * \left(1 - 0.02 * \frac{\theta - 115}{85}\right)$$

- Para $200^{\circ}\text{C} < \theta < 735^{\circ}\text{C}$

$$\rho = \rho_{20} * \left(0.98 - 0.03 * \frac{\theta - 200}{200}\right)$$

- Para $735^{\circ}\text{C} < \theta < 1200^{\circ}\text{C}$

$$\rho = \rho_{20} * \left(0.95 - 0.07 * \frac{\theta - 400}{800}\right)$$

Siendo θ la temperatura del hormigón ($^{\circ}\text{C}$)

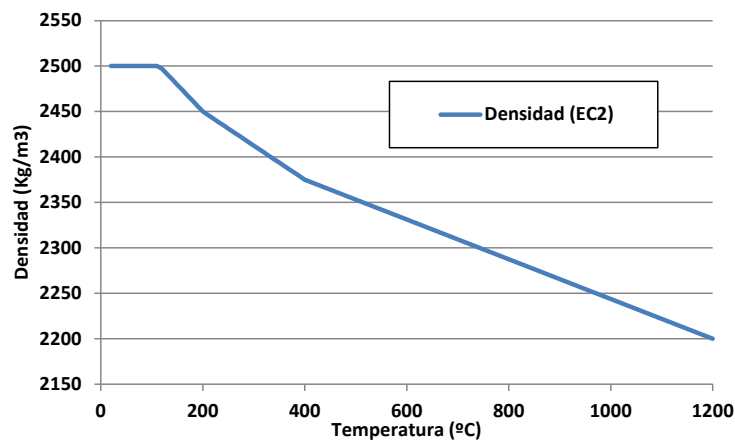


Figura 33. Densidad del hormigón según la temperatura. Obtenido del EC-2 [46].

3.4.2.2.2 Calor específico

El calor específico se obtiene a partir de la siguiente expresión según el EC-2 [45].

- Para $20^{\circ}\text{C} < \theta < 100^{\circ}\text{C}$

$$c_p = 900$$

- Para $100^{\circ}\text{C} < \theta < 115^{\circ}\text{C}$

$$c_p = c_{p,peak}$$

- Para $115^{\circ}\text{C} < \theta < 200^{\circ}\text{C}$

$$c_p = c_{p,peak} - \frac{c_{p,peak} - 1000}{85} * (\theta - 115)$$

- Para $200^{\circ}\text{C} < \theta < 400^{\circ}\text{C}$

$$c_p = 1000 + \frac{\theta - 200}{2}$$

- Para $400^{\circ}\text{C} < \theta < 1100^{\circ}\text{C}$

$$c_p = 1100$$

La magnitud del pico depende de la humedad del hormigón. Se ha adoptado los valores acordes a un hormigón con un 1.5% de humedad.

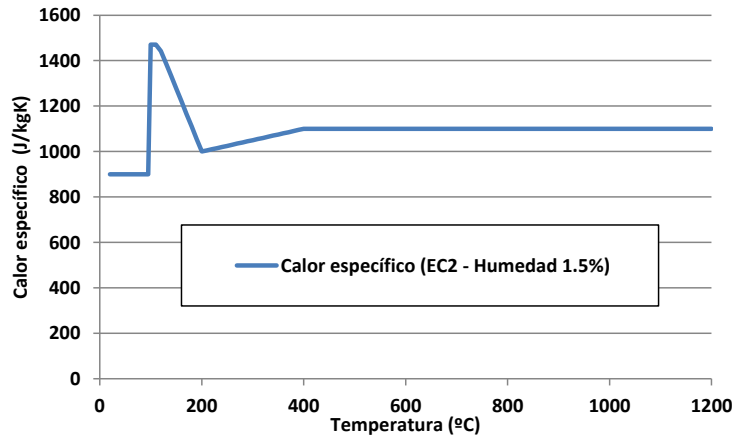


Figura 34. Calor específico del hormigón según la temperatura para un hormigón con un 1.5% de humedad. Obtenido del EC-2 [46].

3.4.2.2.3 Conductividad térmica

La conductividad térmica se obtiene de la siguiente expresión:

Límite superior ($20^{\circ}\text{C} < \theta < 1200^{\circ}\text{C}$):

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 * \frac{\theta}{100} + 0,0107 * \left(\frac{\theta}{100}\right)^2$$

Límite inferior ($20^{\circ}\text{C} < \theta < 1200^{\circ}\text{C}$):

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 * \frac{\theta}{100} + 0,0057 * \left(\frac{\theta}{100}\right)^2$$

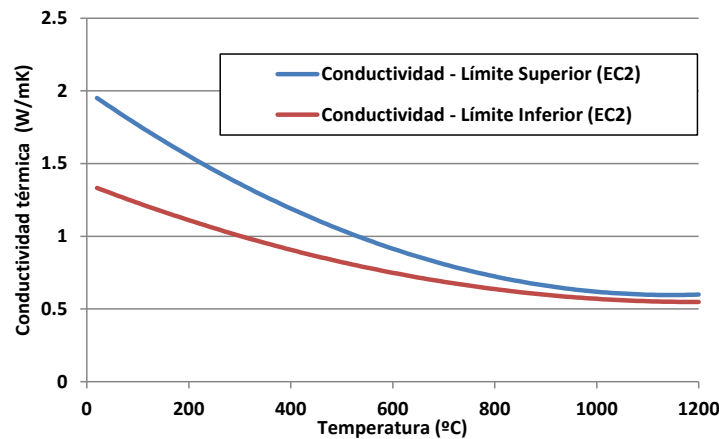


Figura 35. Conductividad térmica del hormigón según la temperatura. Obtenido del EC-2 [46].

En los modelos se ha utilizado el límite superior propuesto por el Eurocódigo 2.

3.4.3 Condiciones de Contorno

Los puentes estudiados en este capítulo son puentes biapoyados de vano único donde el apoyo Este es un apoyo tipo fijo y el apoyo Oeste es un apoyo tipo móvil permitiendo el desplazamiento longitudinal. Las restricciones de ambos apoyos en el modelo han sido aplicadas en una superficie equivalente al apoyo localizada en el ala inferior justo en la zona de los rigidizadores. Las longitudes de esta superficie son 46 mm de largo por 293 mm de ancho (ancho del ala).

Como se expone en Payá-Zaforteza y Garlock [14] la expansión máxima de las vigas del puente debe ser limitada, ya que estas vigas no pueden expandirse ilimitadamente debido a la existencia de los estribos o de los vanos adyacentes del puente. Por lo tanto, el máximo desplazamiento en el apoyo tipo móvil será igual al desplazamiento admisible por la junta de dilatación siendo 3.6 cm en el caso del puente de 12.2 metros y 3.8 cm en el caso de puente de 21.34 metros. El apoyo tipo fijo se analizará y estudiará con mayor detalle en el apartado 3.4.7.2 "Influencia de las condiciones de contorno en el apoyo fijo".

Para limitar el desplazamiento longitudinal, se han modelado dos cuerpos rígidos con elementos tipo R3D4 a una distancia igual al valor de la junta de dilatación a ambos extremos del puente. Al introducir estos elementos, la expansión longitudinal de las vigas quedará restringida una vez el extremo de la viga contacte con el cuerpo rígido.

Otras condiciones de contorno introducidas en el modelo son:

- En el caso del análisis de una única viga tal como se expondrá en el apartado 3.4.7.3 "Comparación modelo Puente Completo Vs Viga Aislada" el efecto de los diafragmas transversales se ha considerado restringiendo los desplazamientos transversales de la viga en la zona de contacto diafragma – rigidizador.
- La influencia de la losa en el modelo mecánico se ha tenido en cuenta imponiendo desplazamientos transversales nulos en la zona de contacto entre la viga y la losa de hormigón (cara superior del ala superior de las vigas).

3.4.4 Cargas Térmicas

Como se ha expuesto en el apartado 3.3 "Modelo FDS", mediante el software Fire Dynamics Simulator (FDS) se obtienen las temperaturas adiabáticas en las superficies de las vigas. Estas temperaturas dependen de cada una de las vigas y variarán a lo largo del eje del puente tal como muestran las curvas obtenidas en 3.3.4 "Resultados". La introducción de estas curvas en Abaqus se realiza transformando las curvas obtenidas en FDS para cada una de las zonas (ver Figura 22) en un número de tramos y asignando la temperatura media de cada tramo a toda la longitud del mismo. Más información al respecto se muestra en 3.4.7.1 "Influencia de la tramificación de las curvas".

Para la realización de los modelos de transferencia de calor se ha tomado un coeficiente de convección (h_c) de 35 W/m²K y un valor de emisividad (ϵ) de 0.7, de acuerdo con Eurocódigo 1 [47] y Eurocódigo 3 [45] respectivamente.

3.4.5 Cargas gravitatorias

Las siguientes cargas gravitatorias se han introducido en el modelo mecánico:

- El peso propio de las vigas de acero, diafragmas y rigidizadores es calculado por Abaqus automáticamente a partir de las dimensiones de cada uno de los elementos asumiendo una densidad del acero de 7850 kg/m^3 .
- El peso propio de la losa de hormigón se ha considerado como una carga de 43.4 kN/m^2 aplicada en la parte superior del ala superior de cada una de las vigas.
- Se ha tenido en cuenta también el peso del pavimento como una carga de 14.1 kN/m^2 aplicada en la parte superior del ala superior de cada una de las vigas, además en las vigas más exteriores del puente (vigas 1 y 5) se ha tenido en cuenta el peso propio de las impostas como una carga de 17.1 kN/m^2 aplicada en la misma superficie que el pavimento.

Las sobrecargas debido al paso de los vehículos y otras sobrecargas no se han tenido en cuenta en el análisis al verse que estas no tienen una influencia apreciable en la respuesta estructural del puente frente al fuego [14, 18] y por no haberse encontrado pruebas de que vehículos crucen un puente de esta tipología mientras está sometido a un incendio.

3.4.6 Valoración del Fallo

Se han considerado como criterios de fallo los propuestos por Payá-Zaforteza y Garlock [14]. La estructura colapsa cuando se alcanza la deformación última (ϵ_u) del material o la estructura se vuelve inestable. Este hecho se manifiesta en forma de un rápido incremento de la flecha máxima registrada en la viga, de un desplazamiento súbito del extremo libre hacia el centro de la viga, de un pandeo lateral de considerable entidad o de una abolladura en la zona del alma. En ocasiones el fallo no se debe a un único fenómeno sino que ocurren varios a la vez.

3.4.7 Análisis Estructural

En este apartado se analizan los diferentes parámetros que afectan al modelo numérico y se proporcionarán las directrices que se emplearán en el apartado 4 "*Estudio Paramétrico*" para el estudio de los diferentes parámetros que dependen de la geometría del puente.

En primer lugar se estudiará la influencia del acoplamiento entre el modelo FDS y el modelo de termo-mecánico de Abaqus a través del estudio de la discretización de las curvas obtenidas en FDS. Para ello se dividirán las curvas obtenidas en un número concreto de tramos y se analizará la influencia de este número de tramos en la respuesta estructural del puente.

En segundo lugar se estudiará la resistencia del apoyo tipo fijo y se proporcionarán directrices que se emplearán en los estudios posteriores.

En tercer y último lugar se analizará la posibilidad de simplificar los modelos para minimizar los tiempos de computación y de montaje de los modelos. Para ello se comparará el modelo del puente completo con el modelo de la viga más expuesta térmicamente.

El primer y segundo apartado se realizará solo para el puente de 12.2 metros mientras que en el tercer apartado se analizarán ambos puentes para asegurar que el rango de aplicación de esta metodología es lo suficientemente válida para un rango de luces típico de pasos superiores de carretera.

3.4.7.1 Influencia de la tramificación de las curvas

Como se ha expuesto en el apartado 3.4.4 "Cargas Térmicas" las curvas obtenidas en FDS no pueden ser introducidas directamente en Abaqus, sino que se introducen aplicando una carga térmica a una superficie. Por ello, es necesario discretizar la viga en una serie de tramos (Figura 36) en cada uno de los cuales se asume una carga de fuego uniforme. Esta carga se corresponde en cada tramo con su temperatura media.

En este apartado se realiza un análisis de sensibilidad y se analiza la influencia de la discretización en los resultados para el caso del puente de 12.2 metros. Para ello se han propuesto discretizaciones de 1, 2, 4, 8 y 16 tramos.

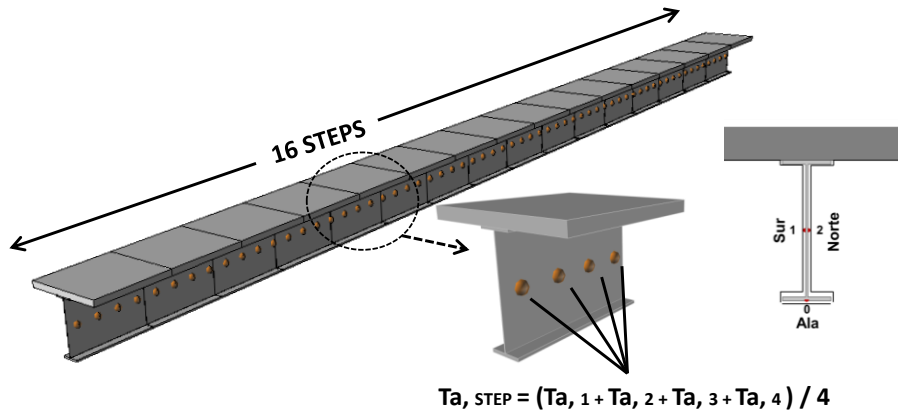


Figura 36. Ejemplo de discretización de una viga en tramos.

Una tramificación extremadamente fina, puede provocar un incremento importante de tiempo de modelado e incluso la necesidad de programación de rutinas en Python para introducir las curvas en Abaqus, sobre todo cuando se considera el modelo del puente completo, mientras que una tramificación demasiado grosera (1 o 2 tramos) no representará el comportamiento real del puente.

En la Figura 37 se puede ver cómo han sido adaptadas las curvas obtenidas mediante FDS a las limitaciones existentes para la introducción de las cargas térmicas en el programa Abaqus. El estudio se ha realizado para los escenarios de incendio *fire1* (incendio en centro luz) y *fire2* (incendio cerca del estribo), analizando solamente la viga más expuesta térmicamente (viga 3) y considerando el apoyo fijo sin desplazamientos longitudinales.

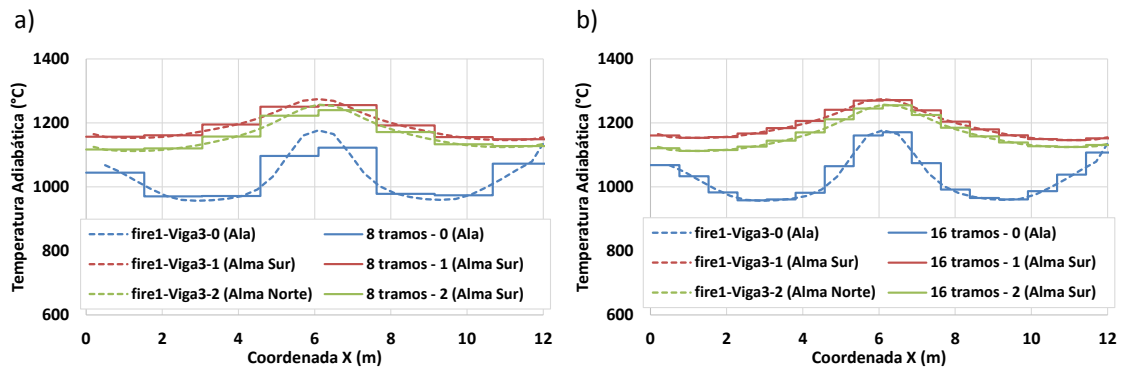


Figura 37. Puente de 12.2 metros incendio en centro luz. Viga 3. Ejemplo de discretización de la carga térmica para el escenario *fire1*. a) 8 tramos. b) 16 tramos.

La Figura 38 muestra la evolución de las flechas máximas en la viga analizada a lo largo del incendio para los dos escenarios considerados. Sin entrar en detalle en los tiempos y modos de fallo que se explicarán en el apartado 3.4.7.3 “Comparación modelo Puente Completo Vs Viga Aislada”, observamos que el comportamiento varía según el número de tramos empleados reduciéndose las diferencias entre dos modelos sucesivos conforme se aumenta la discretización.

Para discretización en 8 tramos los resultados son muy similares a la discretización en 16 tramos en cualquiera de los dos incendios por lo que podría considerarse que esta discretización es válida al reproducir el mismo comportamiento de la viga que una discretización mayor (16 tramos).

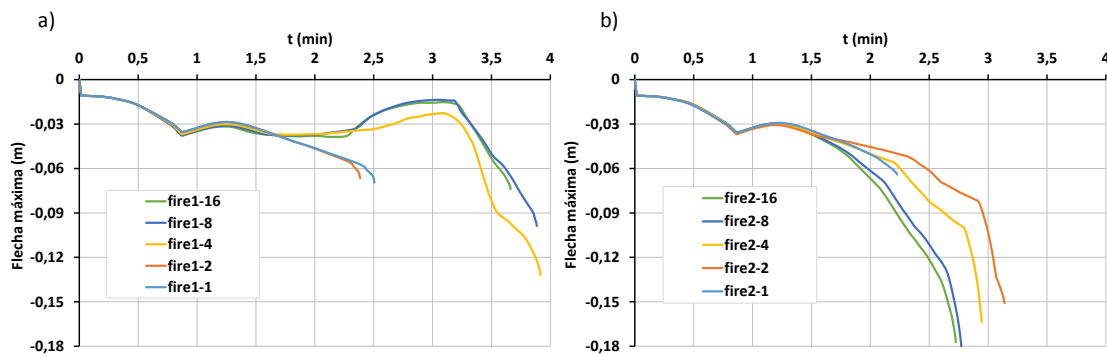


Figura 38. Evolución de la flecha máxima de la viga 3 con distintas discretizaciones para los casos a) fire1 y b) fire2.

En la presente Tesis y con el fin de reproducir lo más fielmente posible la respuesta estructural del puente se ha considerado una discretización de las vigas en todos los modelos realizados de 16 tramos, al estar los modelos de 16 tramos ya desarrollados.

3.4.7.2 Influencia de las condiciones de contorno en el apoyo fijo

Como se ha expuesto en 3.4.3 “Condiciones de Contorno”, la expansión longitudinal de las vigas cerca del apoyo Oeste (móvil) está limitada al ancho de la junta de dilatación. Una vez el extremo de las vigas alcanza el estribo, la viga sigue calentándose y no puede dilatarse más lo que provoca la introducción de unos esfuerzos axiales en la viga que son recogidos por el apoyo fijo. Estas reacciones horizontales que aparecen en el apoyo Este (fijo) aumentan con el tiempo hasta provocar la rotura del apoyo al no poder resistir éste las fuertes reacciones horizontales que aparecen. En la Figura 39 se puede observar cómo debido al incendio de un camión cisterna bajo el puente de la I-30 en Forth Worth, Dallas (Estados Unidos) se produjo la rotura del apoyo en la zona más cercana al incendio.



Figura 39. Rotura del apoyo fijo debido a la expansión de las vigas y los fuertes esfuerzos axiales que aparecen.
Fuente: NBCDFW.com

En el estudio presentado en este apartado, se han considerado tres posiciones diferentes de la carga de fuego para ver su influencia en el comportamiento del apoyo (incendio en centro luz (*fire1*), incendio cerca del estribo Este (*fire2a*) y el mismo caso cerca del estribo Oeste (*fire2b*)). Solo se ha estudiado en este apartado la viga más expuesta térmicamente para el puente de 12.2 metros. En todos los casos una vez producido el contacto con el apoyo Oeste la reacción horizontal que aparece en el apoyo fijo se incrementa hasta alcanzar un valor de pico, a partir de este momento las plastificaciones que se producen en el apoyo Este provocan que la resistencia del apoyo se vea comprometida reduciéndose las reacciones que soporta.

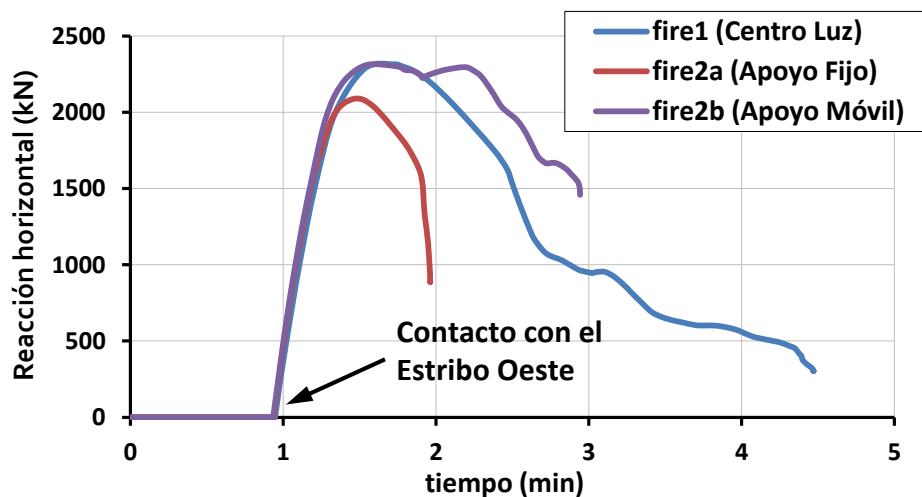


Figura 40. Evolución de las reacciones horizontales que aparecen en el apoyo Este (fijo) para los escenarios de incendio considerados en el estudio.

Tal como muestra la Figura 40 las reacciones horizontales máximas que aparecen en el apoyo fijo se alcanzan aproximadamente 90 segundos después del inicio del incendio y tienen un valor de pico cercano a los 2200 kN. Este valor es 17 veces superior a la reacción vertical que aparece debido al peso propio y cargas muertas (que es de 130 kN) y 30 veces superior a las fuerzas horizontales que a temperatura ambiente debe soportar el apoyo debido al frenado de vehículos (80 kN de acuerdo con AASHTO [48]). Bajo estas circunstancias, el apoyo fijo fallaría

tal como se ha visto en la Figura 39 y permitiría el movimiento longitudinal de la viga, pasando a ser el apoyo una resistencia al movimiento por rozamiento que sería modelado mediante un muelle horizontal. Es muy difícil proporcionar un valor a la constante del muelle que simule de manera real el comportamiento del apoyo (k_h), por lo que se ha realizado un estudio paramétrico analizando 6 diferentes valores para la constante del muelle. Estos valores van desde un valor de $k_h = 0$ hasta un valor de k_h infinito y se muestran en la Tabla 7. En el primer caso, el apoyo fijo pasaría a ser un apoyo móvil una vez se produce el contacto de la viga en el estribo Oeste mientras que en el segundo el apoyo Este, no sufriría ninguna modificación respecto a su estado inicial, no permitiendo en ningún momento el movimiento longitudinal y siendo equivalente a los resultados presentados en la Figura 40. El comportamiento real de la estructura estaría entre los dos casos anteriormente nombrados.

Tabla 7. Estudio de las condiciones de contorno del apoyo fijo. Casos analizados.

Nombre del análisis	Constante del muelle (k_h) (N/m)
fire1-k0	0
fire1-k10000	10000
fire1-k<=1000000	1000000
fire1-k<=10000000	10000000
fire1-k<=100000000	100000000
fire1-fix	∞

Los casos con $k_h = 0$ y $k_h = 10000$ N/m dan los mismos resultados y se muestran en los resultados como un único caso $k_h \leq 10000$ N/m. A continuación se muestran los resultados obtenidos para el caso “fire1”:

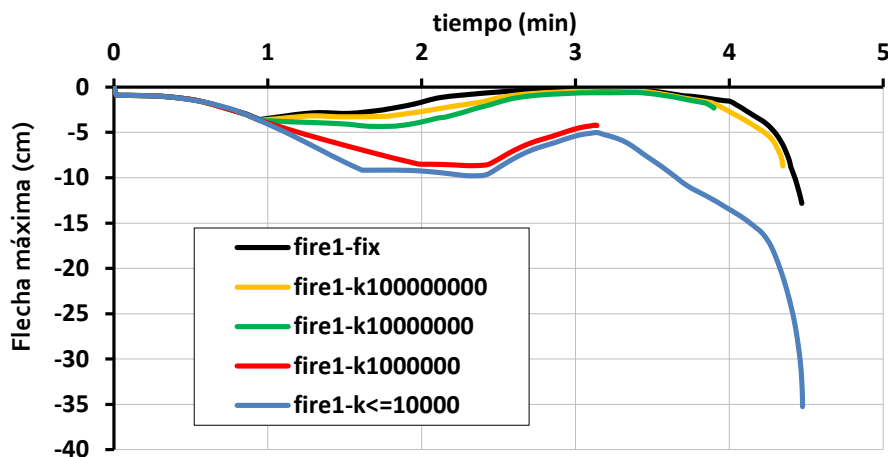


Figura 41. Envoltente de las flechas máximas para la viga 3 para diferentes valores de constante del muelle para el caso fire1 (incendio en centro-luz).

La Figura 41 muestra la evolución de las flechas máximas en la viga 3 para diferentes valores de constante del muelle. Puede observarse como los análisis fire1-k<=10000 y fire1-fix pueden considerarse como casos extremos entre los que se encuentran los demás casos. Los tiempos de fallo son similares en ambos modelos pero en el caso “fix” alcanza una menor flecha (12 cm frente a los 35 cm del caso fire1-k<=10000). Como es de esperar a mayor valor de la constante k_h , el comportamiento de la viga se asemeja más al caso “fix”.

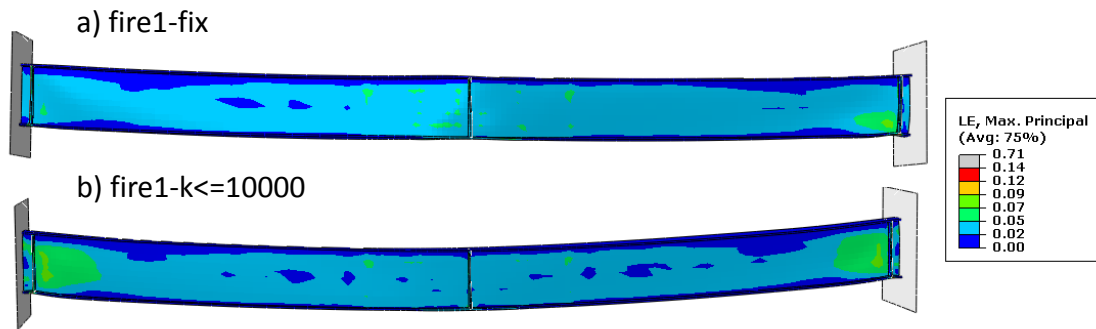


Figura 42. Plastificaciones en el momento del fallo. a) Modelo fire1-fix y b) modelo fire1-k<=10000.

La Figura 42 muestra las plastificaciones en el momento del fallo para los casos fire1-fix y fire1-k<10000. El modelo fire1-fix falla debido a las altas plastificaciones producidas en el apoyo fijo y con una plastificación menor en la zona del alma. Además este modelo presenta pandeo lateral con máximos desplazamientos transversales cercanos a los 16 centímetros con una longitud de pandeo igual a la mitad de la luz (distancia entre diafragmas). El modelo fire1-k<=10000 falla debido a plastificaciones en el alma en la zona de contacto con los estribos, y aunque también se produce pandeo lateral tiene menor importancia que en el caso fire1-fix (máximos desplazamientos transversales del orden de 6 centímetros).

Tabla 8. Respuesta estructural de la viga más expuesta térmicamente para los tres escenarios estudiados. Solo se muestran dos valores de la constante del muelle k_h (0 y ∞).

Nombre Análisis	Posición camión cisterna	Tiempo de fallo (min)	Máxima flecha (m)	Máximo desplazamiento transversal (m)	Modo de fallo ^a
fire1-fix	Centro-luz	4.5	-0.12	0.16 (pandeo lateral)	PL, S
fire1-k0	Centro-luz	4.5	-0.35	0.06 (pandeo lateral)	PL, S
fire2a-fix	Estribo Este	2.0	-0.07	0.07 (pandeo lateral)	PL, S
fire2a-k0	Estribo Este	3.0	-0.24	0.07 (abolladura alma)	AA, S
fire2b-fix	Estribo Oeste	2.9	-0.17	0.15 (pandeo lateral)	PL, S
fire2b-k0	Estribo Oeste	3.0	-0.24	0.07 (abolladura alma)	AA; S

^a AA: Abolladura en el alma, PL: Pandeo Lateral, S: Se ha alcanzado la tensión última.

La Tabla 8 contiene los resultados obtenidos para las tres posiciones de incendio estudiadas para los dos casos extremos de la constante del muelle. La Tabla 8 muestra cómo el caso fire2a-fix correspondiente al caso donde el incendio del camión cisterna se produce cerca del apoyo fijo es el caso más desfavorable al producirse el fallo a los 2 minutos (44% y 66% más rápido que en los casos fire1-fix y fire2b-fix). El fallo se produce en la zona del apoyo fijo debido a la plastificación del acero como consecuencia de la reducción de la resistencia motivada por las altas temperaturas existentes en esta zona (Ver Figura 43a). Este fallo de la estructura sería un fallo local y no provocaría el colapso completo de la estructura.

Cuando asumimos que el apoyo falla (valor de la constante del muelle cercano a 0) permitiendo la dilatación de la viga hacia el apoyo Este, los modelos fire2a-k0 y fire2b-k0 tienen el mismo comportamiento, produciéndose el fallo de la estructura a los 3 minutos y motivado por la abolladura del alma en la zona de la viga cercana a los apoyos (Ver Figura 43b). En este caso, la abolladura se produce debido a las altas temperaturas que provocan que la viga no sea capaz de resistir los altos esfuerzos cortantes que aparecen en la zona del apoyo. Este caso se ajusta más a la realidad, ya que tiene en cuenta que el apoyo fijo no podrá resistir las fuertes

compresiones que se introducen en la viga debido al contacto con los estribos, produciéndose la rotura del apoyo tal como se ha visto en situaciones reales (Figura 39).

A partir de los resultados presentados en este estudio se concluye que la modelización del apoyo como un muelle es necesaria para reproducir el comportamiento real de los puentes vigas metálico en caso de incendio, donde la expansión de las vigas viene limitada por los estribos o vanos adyacentes. Con tal de reproducir el comportamiento real y el fallo global de la estructura, en esta Tesis se ha optado por la modelización del apoyo fijo como un apoyo móvil junto a la restricción al movimiento longitudinal mediante un muelle con una constante cercana a 0, que simulará el fallo del apoyo fijo una vez se introducen los esfuerzos axiales.

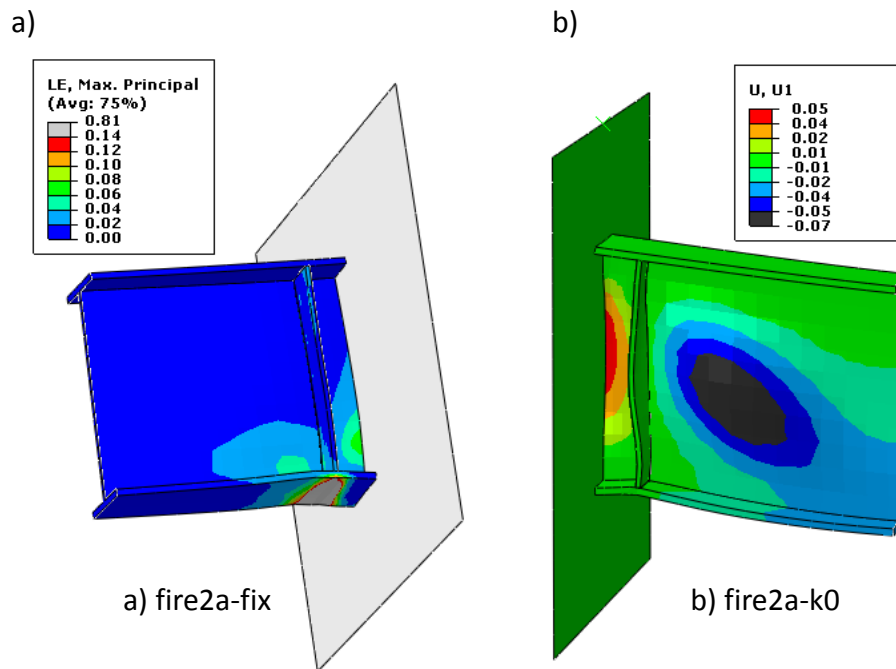


Figura 43. Modos de fallo para el escenario fire2a. a) Deformaciones en el modelo fire2a-fix, b) desplazamientos transversales en el modelo fire2a-k0.

3.4.7.3 Comparación modelo Puente Completo Vs Viga Aislada

Para reproducir el comportamiento real del puente frente a incendio todos los elementos estructurales deben modelarse para poder tener en cuenta la interacción existente entre ellos. Este estudio requiere de unos tiempos de modelado y de computación muy elevados, por lo que en muchos estudios se ha decidido realizar simplificaciones para reducir los modelos y poder así analizar un mayor número de casos. En estos estudios solamente la viga más expuesta térmicamente es analizada y estudiada [14, 18, 49].

Señalar a título indicativo que los tiempos de cálculo para el análisis del puente de 12.2 metros con un ordenador Intel Core i7-3632QM CPU @2.20 GHz fueron en el modelo térmico de 20 minutos para el caso del análisis de una viga y de 90 minutos para el puente completo. En el modelo estructural la diferencia es aún mayor siendo el tiempo de cálculo de 90 minutos en el caso del análisis de una viga y de 20 horas en el caso de análisis del puente completo.

En este apartado se estudia el comportamiento del puente completo (PC) y el estudio aislado de cada una de las vigas (VA), comparándose los resultados para así poder evaluar si la simplificación de estudiar solo la viga más expuesta térmicamente es válida y se puede emplear

en el capítulo 4 “*Estudio Paramétrico*”. Para dar validez a los resultados a un espectro de puentes de luces cortas, se han estudiado los dos puentes tipo con luces de 12.2 metros y 21.34 metros.

En primer lugar se mostrarán los resultados obtenidos para el puente de 12.2 metros, comparándose los modelos de transferencia de calor (PC versus VA) para ver que las temperaturas alcanzadas en la estructura son las mismas y no existe transferencia de calor entre las vigas a través de los diafragmas. Posteriormente se compararán los modelos estructurales y se analizarán los resultados. Esto mismo se realizará para el puente de 21.34 metros para mostrar que las conclusiones obtenidas en el puente de 12.2 metros son igualmente aplicables a este puente.

Teniendo en cuenta las conclusiones obtenidas en el apartado anterior 3.4.7.2 se ha modelado el apoyo fijo como un muelle horizontal con un valor cercano a 0, permitiendo el movimiento longitudinal una vez que las vigas han contactado con el apoyo Oeste. Este comportamiento, es un comportamiento más parecido a la realidad y asume que el apoyo fijo no podrá resistir las fuertes compresiones introducidas y se romperá.

La nomenclatura empleada en este análisis es la siguiente:

- El primer código indica el puente analizado (12.2 metros o 21.34 metros)
- El segundo código indica el escenario de incendio (*fire1* para incendio en centro luz y *fire2* para incendio cerca del estribo en el apoyo este)
- El tercer código indica si el análisis tiene en cuenta el puente completo (PC) o solo la viga aislada (VA) junto con el número de la viga analizada de acuerdo con la numeración indicada en la Figura 20 y en la Figura 21.

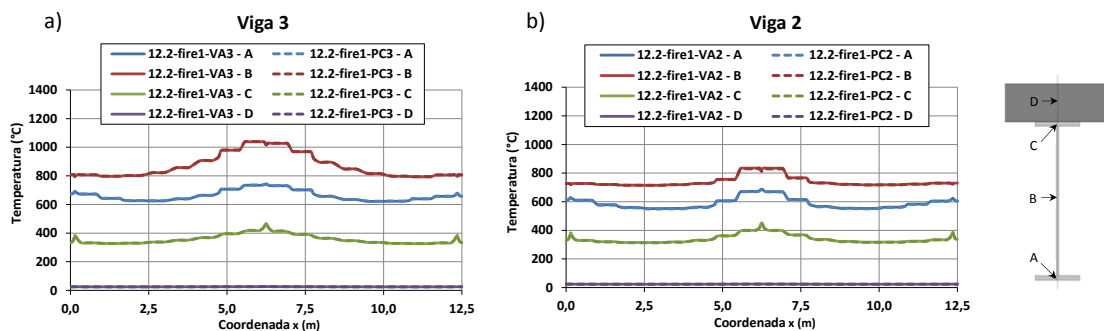


Figura 44. Escenario “*fire1*” para el puente de 12.2 metros. Temperaturas en las vigas 3 y 2 en la fase estable para el modelo de transferencia de calor en el que se tiene en cuenta el puente completo (PC) frente a los modelos de viga aislada (VA).

La Figura 44 compara los resultados térmicos de ambos modelos (PC frente a VA) y muestra las temperaturas en cuatro puntos significativos de la sección de las vigas más expuestas térmicamente (vigas 2 y 3) para el escenario de incendio “*fire1*” en la fase estable del incendio. Los resultados obtenidos en los modelos donde se analiza todo el puente completo frente a los modelos donde se analiza cada viga de forma aislada son los mismos, pues la Figura 44 muestra cómo las correspondientes curvas prácticamente se solapan (las diferencias entre ambos modelos son muy bajas entre 1°C y 3°C excepto en las zonas de contacto de los diafragmas con la viga, donde se alcanza la diferencia máxima de aproximadamente 10°C. La misma conclusión se obtiene para el escenario “*fire2*”.

Por lo tanto, como se esperaba, no existe transferencia de calor a través de los diafragmas ni a través de la losa, por lo que desde el punto de vista térmico ambos modelos son equivalentes y no tiene sentido, desde el punto de vista térmico, simular el puente completo.

A continuación se va a estudiar si existe influencia del tipo de modelo estructural (puente completo o viga aislada) empleado en los cálculos estructurales. Para ello se comparan tres tipos de resultados: evoluciones de las flechas máximas, tiempos de fallo y modos de fallo.

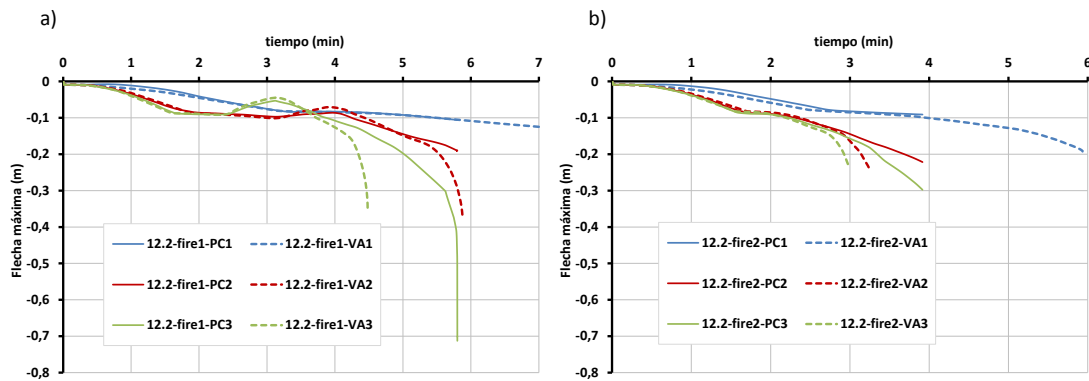


Figura 45. Comparativa de la evolución de la flecha máxima según el tipo de modelo empleado para el caso de puente de 12.2 metros. a) escenario fire1. b) escenario fire2.

La Figura 45 muestra la evolución de la flecha máxima para cada una de las vigas y tipo de modelo analizado (puente completo frente a viga aislada) para ambos escenarios de incendio. Al ser simétrico el incendio, se muestran solo las Vigas 1, 2 y 3 al tener las Vigas 4 y 5 el mismo comportamiento que las Vigas 2 y 1 respectivamente. El comportamiento estructural en ambos modelos es idéntico hasta que se forma la primera rótula plástica en la estructura, que se produce en la viga 3 en ambos modelos. Cuando esto ocurre:

- La Viga 3 aumenta súbitamente su flecha y falla en los modelos donde se analiza aisladamente.
- En los modelos donde se analiza el puente completo, la Viga 3 transfiere parte de su carga al resto de la estructura a través de los diafragmas, lo que causa mayores tiempos de fallo además de mayores flechas. Este proceso continúa hasta que se produce una plastificación adicional en la estructura, la estructura se convierte en un mecanismo y falla. Hay que tener en cuenta que cuando esto ocurre, el análisis estructural del puente completo se detiene, incluso si la Viga 1 mantiene su capacidad estructural. Esto significa que la Viga 1 tiene tiempos de fallo mayores cuando se analiza aisladamente que en el caso de análisis del puente completo.

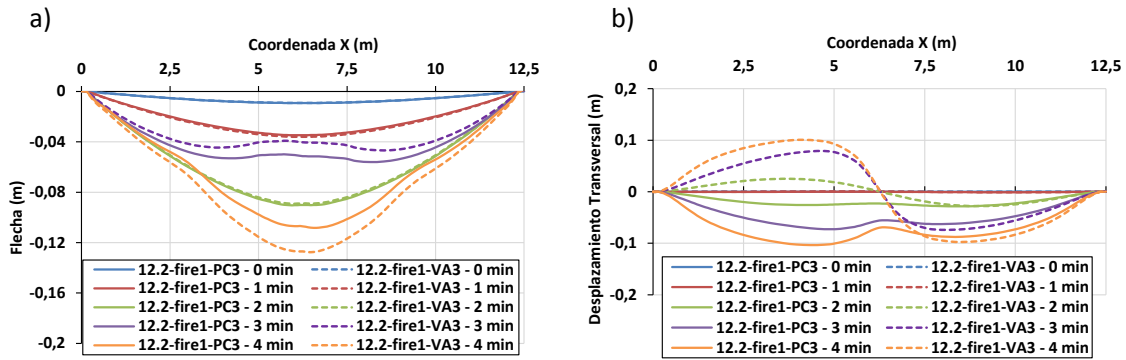


Figura 46. Comparación de las flechas y los desplazamientos transversales en la zona del ala inferior para la Viga 3 del puente de 12.2 metros para el escenario "fire1" según el tipo de modelo empleado (Puente completo vs Viga Aislada)

La Figura 46a y b muestran, respectivamente, la evolución en el tiempo de la flecha de la Viga 3 así como la evolución de los desplazamientos transversales de la fibra central del ala inferior de la Viga 3 para el escenario de incendio "fire1" según el tipo de modelo utilizado. Los siguientes comentarios se pueden obtener a partir de los resultados:

- La evolución de las flechas es similar en todos los casos. Hay una diferencia de 2 centímetros en la flecha máxima, que no es importante desde el punto de vista ingenieril. Esta diferencia viene explicada por la presencia de los diafragmas transversales en el modelo, que permiten la acción conjunta de toda la estructura para resistir las cargas aplicadas. Por el mismo motivo, en la Viga 3, cuando se produce el levantamiento en la zona central debido a la limitación en la dilatación de la viga, las vigas adyacentes a través de los diafragmas tiran de la Viga 3 resultando un menor levantamiento en el modelo completo. Los tiempos de fallo de la Viga 3 aislada son de 4.5 minutos, un colapso más rápido que el del puente completo que tarda 5.8 minutos en fallar. Desde el punto de vista ingenieril la diferencia no es importante porque el momento de aparición de la primera rótula plástica (momento en el que la viga comienza a aumentar su flecha) es el mismo en ambos modelos (alrededor de los 3.2 minutos) y probablemente es el momento crítico, a partir del cual el puente necesitará trabajos de reparación o incluso puede requerir el reemplazo del tablero.
- El modo de fallo (inestabilidad debido a pandeo lateral) es el mismo, pero el modo de pandeo varía. En el modelo de la viga aislada, los diafragmas transversales no son incluidos en el modelo, pero su influencia se considera imponiendo desplazamiento nulo en la zona de contacto diafragma – viga. Esta condición implica que la longitud de pandeo de la viga aislada sea la mitad de luz (al existir diafragmas en los apoyos y en la sección de centro luz). Sin embargo, como los diafragmas no tienen una resistencia axial infinita, cuando el modelo incluye el puente completo, los diafragmas no evitan completamente el desplazamiento transversal, lo que implica que se dé el modo de pandeo visto en la Figura 46b.

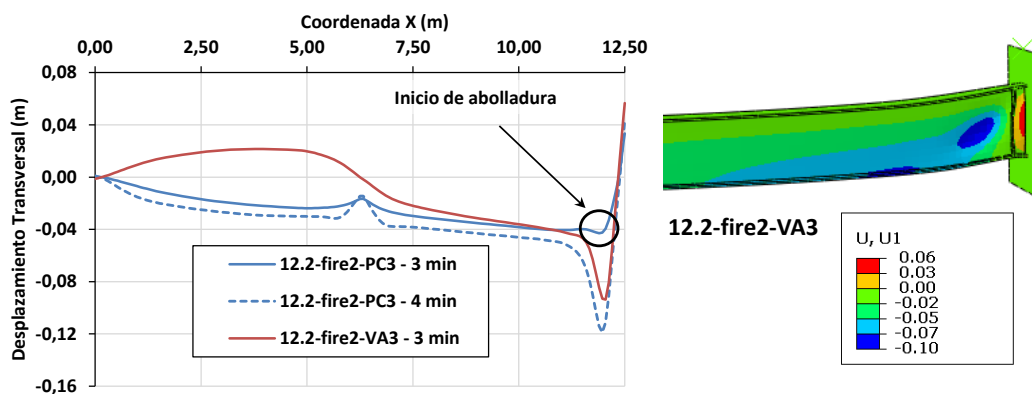


Figura 47. Escenario "fire2". Desplazamientos transversales en la zona del alma para la Viga 3 del puente de 12.2 metros según el tipo de modelo empleado (Puente completo vs Viga Aislada).

La Figura 47 muestra los desplazamientos transversales para la Viga 3 en la zona del alma para el escenario de incendio "fire2". Los resultados muestran cómo el modo de fallo (abolladura en la zona del alma cerca del apoyo este) en ambos modelos puente completo y viga aislada es el mismo y no depende del tipo de modelo considerado. La evolución de las flechas y los tiempos de fallo siguen el mismo patrón que en el escenario "fire1" y no se repiten aquí. Las temperaturas del alma en el momento del fallo se encuentran entre 950°C y 1100°C para ambos escenarios.

A la vista de los resultados se puede afirmar que el modelo de la viga aislada reproduce el mismo modo de fallo que el puente completo, alcanza temperaturas parecidas en el momento del fallo y proporciona tiempos de fallo menores dando lugar a una predicción conservadora. Por lo tanto se podría decir que el modelo la viga aislada es suficiente para analizar desde el punto de vista ingenieril el comportamiento de puentes de vigas metálicos. Estas suposiciones han sido verificadas además para el puente de 21.34 metros, lo que ha permitido comprobar que las conclusiones obtenidas anteriormente son válidas para un rango de luces habitual en pasos superiores de carretera construidos con la tipología analizada. Los resultados obtenidos para el puente de 21.34 metros se muestran a continuación.

En primer lugar se muestra la comparativa de temperaturas entre el modelo de viga aislada y el modelo de puente completo en el escenario "fire1" para cuatro puntos significativos de la sección transversal a lo largo del eje longitudinal de la viga (Ver Figura 48).

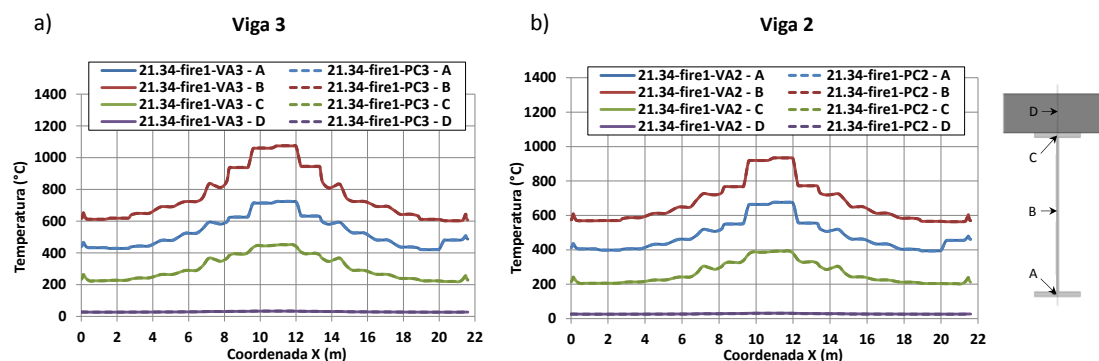


Figura 48. Escenario "fire1" para el puente de 21.34 metros. Temperaturas en las vigas 3 y 2 en la fase estable para el modelo de transferencia de calor en el que se tiene en cuenta el puente completo (PC) frente a los modelos de viga aislada (VA).

Tal y como se ha visto en el caso del puente de 12.2 metros no existe ninguna transferencia de calor entre las vigas a través de los diafragmas ni en la losa y las temperaturas alcanzadas en las vigas es la misma independientemente del modelo realizado, por lo que no es necesario el estudio del puente completo para la obtención de las temperaturas.

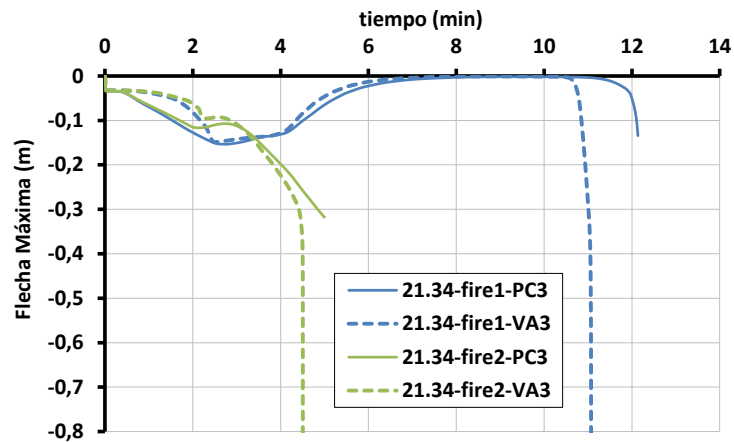


Figura 49. Evolución de las flechas máximas en la Viga 3 según el tipo de modelo para el puente de 21.34 metros.

La Figura 49 muestra la evolución de las flechas máximas de la viga más expuesta térmicamente (Viga 3) según el tipo de modelo empleado (puente completo frente a viga aislada). Como sucedía al puente de 12.2 metros, la respuesta estructural es muy similar en ambos modelos hasta la aparición de las primeras plastificaciones en la Viga 3 que provocan el colapso de la viga en el modelo aislado pero no en el modelo del puente completo, ya que parte de la carga resistida por la Viga 3 es transferida a las vigas adyacentes a través de los diafragmas. Además, los tiempos de fallo son similares en ambos modelos y dependen en gran medida del tipo de escenario de incendio analizado existiendo gran diferencia en los resultados (alrededor de 4 minutos cuando el incendio está cerca del estribo frente a 12 minutos cuando el incendio está en centro-luz).

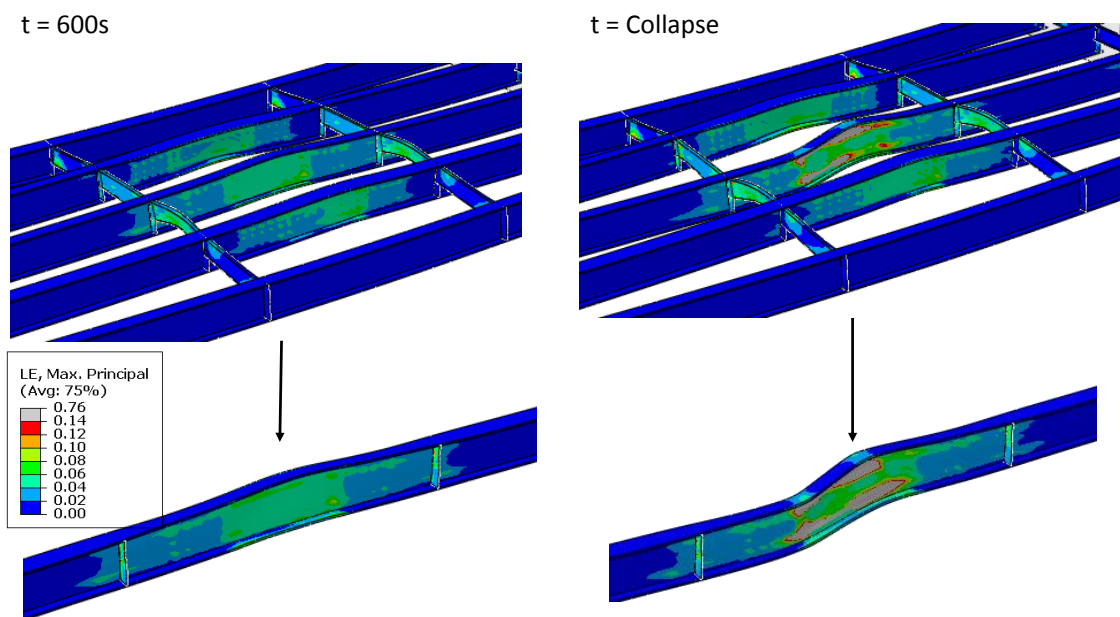


Figura 50. Escenario "fire1" para puente de 21.34 metros. Comparativa de las plastificaciones entre el modelo del puente completo (parte superior) y el modelo de la viga aislada (parte inferior).

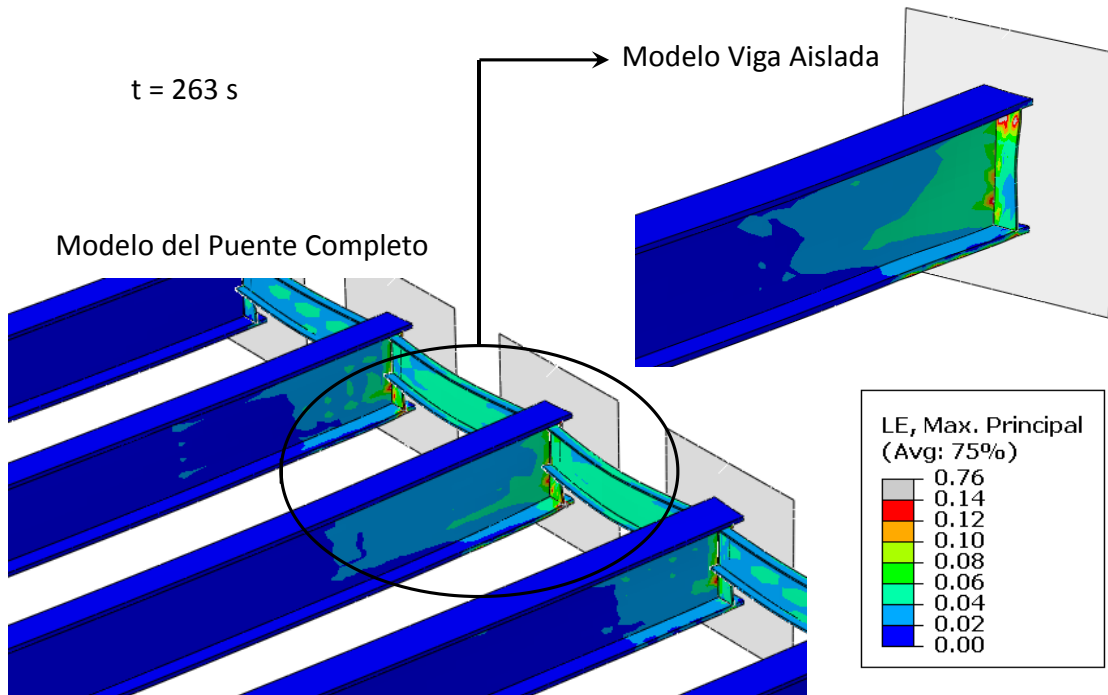


Figura 51. Escenario "fire2" para puente de 21.34 metros. Comparativa de las plastificaciones entre el modelo del puente completo (parte superior) y el modelo de la viga aislada (parte inferior).

La Figura 50 compara las plastificaciones y deformaciones alcanzadas para los dos tipos de modelo analizados en dos instantes de tiempo diferentes ($t = 600$ segundos, instante donde comienza el colapso, y $t = \text{colapso}$) para el escenario de incendio "fire1". Aun existiendo ligeras diferencias en los tiempos de fallo de ambos modelos (11 minutos en el caso de la viga aislada frente a los 12 minutos del modelo del puente completo) se puede observar a través de la figura como claramente el comportamiento de ambos modelos es el mismo, reproduciendo el mismo modo de fallo (plastificación en la zona del alma de centro luz), también se observa como la extensión de las plastificaciones es igual en ambos modelos. La misma conclusión puede obtenerse para el escenario de incendio "fire2" como se puede ver a través de la Figura 51.

Por último, la Figura 52 compara las flechas y los desplazamientos transversales en la fibra central del ala inferior para la viga más expuesta térmicamente (Viga 3) en el escenario "fire1" para ambos tipos de modelo (puente completo y viga aislada). Antes de la aparición de las primeras plastificaciones (alrededor de los 10 minutos) las flechas son exactamente iguales y se solapan. Una vez se inician las plastificaciones, el modelo de la viga aislada súbitamente aumenta la flecha y falla, obteniendo mayores flechas que en el modelo del puente completo. A pesar de estas diferencias la forma de la deformación a lo largo de la viga es la misma en ambos modelos.

Mayores diferencias se aprecian al comparar las deformaciones transversales a lo largo de la viga. Estas diferencias se deben a las simplificaciones adoptadas en las condiciones de contorno de la viga aislada, donde se ha asumido que los diafragmas son infinitamente rígidos axialmente no permitiendo el desplazamiento transversal. Sin embargo, como se aprecia en el modelo del puente completo esta consideración no es verdadera y existirán desplazamientos transversales en la zona de contacto entre los diafragmas y la viga. A pesar de obtener modos de pandeo diferentes en ambos modelos, el valor máximo de desplazamiento obtenido en ambos modelos es muy similar. Las mismas conclusiones se obtienen para el escenario de incendio "fire2".

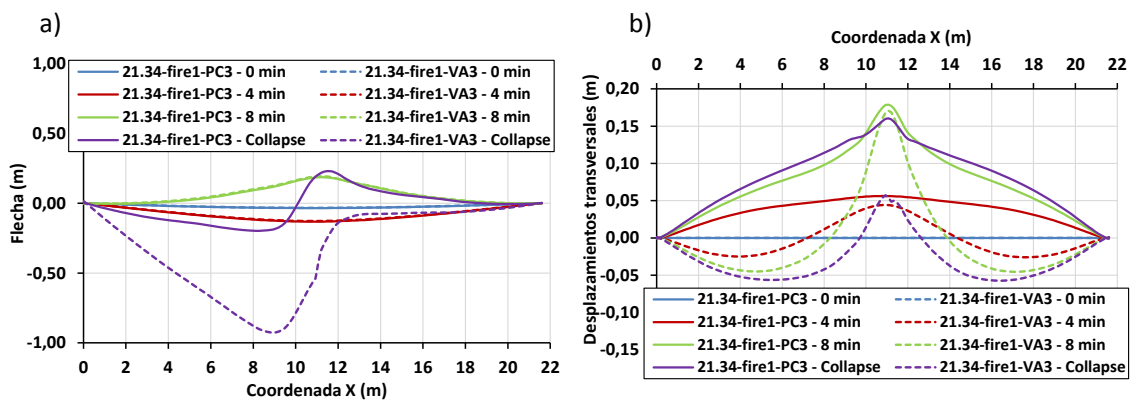


Figura 52. Escenario de incendio "fire1" para el puente de 21.34 metros. Comparativa de desplazamientos en el punto medio de la superficie inferior del ala inferior.

Los resultados completos de todos los modelos realizados en este apartado se pueden consultar en la tabla siguiente (Ver Tabla 9)

Tabla 9. Resumen de los casos analizados.

Nombre del Análisis	Luz del Puente (m)	Posición del incendio	Viga	Tipo de Modelo	Fallo				
					Tiempo de Fallo	Modo de Fallo ^a	Máxima Flecha	Máximo despl. transversal	Causa ^a
12.2-fire1-PC	12.2	Centro Luz	-	Puente Completo	5.8	PL, S	0.72	0.1	PL
12.2-fire2-PC	12.2	Estribo Este	-	Puente Completo	3.9	AA, S	0.31	0.13	AA
12.2-fire1-VA1	12.2	Centro Luz	1	Viga Aislada	19.6	AA, S	0.34	0.09	AA
12.2-fire1-VA2	12.2	Centro Luz	2	Viga Aislada	5.9	PL, AA, S	0.40	0.11	PL
12.2-fire1-VA3	12.2	Centro Luz	3	Viga Aislada	4.5	PL, S	0.35	0.08	PL
12.2-fire2-VA1	12.2	Estribo Este	1	Viga Aislada	5.9	AA, S	0.19	0.07	AA
12.2-fire2-VA2	12.2	Estribo Este	2	Viga Aislada	3.2	AA, S	0.24	0.09	AA
12.2-fire2-VA3	12.2	Estribo Este	3	Viga Aislada	3.0	AA, S	0.25	0.1	AA
21.34-fire1-PC	21.34	Centro Luz	-	Puente Completo	12.1	PL, S	0.14	0.18	PL
21.34-fire2-PC	21.34	Estribo Este	-	Puente Completo	4.7	AA, S	0.32	0.10	PL
21.34-fire1-VA3	21.34	Centro Luz	3	Viga Aislada	11.0	PL, S	0.90	0.17	PL
21.34-fire2-VA3	21.34	Estribo Este	3	Viga Aislada	4.3	AA, S	1.00	0.09	PL

^a AA: Abolladura en el alma, PL: Pandeo Lateral, S: Se ha alcanzado la tensión última.

3.5 CONCLUSIONES

En este capítulo se ha estudiado en primer lugar el incendio de un camión cisterna debajo de dos puentes de diferente luz para dos posiciones diferentes de incendio, “*fire1*” (incendio en centro luz) y “*fire2*” (incendio cerca del estribo este) empleando técnicas de dinámica de fluidos computacional implementadas en el software, “*Fire Dynamics Simulator*”. De este estudio se obtienen las siguientes conclusiones:

- Se obtienen temperaturas superiores en el alma respecto al ala inferior debido al efecto combinado de la incidencia directa de las llamas (debido al bajo gálibo) y la acumulación de los humos en el espacio entre las vigas.
- Las temperaturas adiabáticas máximas se alcanzan en el área de la viga inmediatamente superior al camión cisterna incendiado y rondan los 1200°C - 1300°C.
- Las temperaturas alcanzadas por el puente son mayores cuando el incendio se produce cerca del estribo (entre 70°C y 80°C más). Aunque no es significativo, se aprecia además una tendencia a alcanzar temperaturas mayores cuando el puente estudiado tiene una menor luz (del orden de 20°C de incremento entre el puente de 12.2 metros y el puente de 21.34 metros).

Posteriormente y utilizando las temperaturas adiabáticas obtenidas en las simulaciones de dinámica de fluidos computacional, se ha analizado la respuesta estructural de los dos puentes de vigas metálicas analizados mediante elementos finitos con el software Abaqus. De este estudio se obtienen las siguientes conclusiones:

- La implementación de las curvas obtenidas en FDS en el programa Abaqus no es directa, por lo que debe escogerse una discretización de las curvas en tramos lo suficientemente fina como para garantizar una respuesta estructural acorde a la realidad.
- Las altas temperaturas alcanzadas en el puente producen una fuerte dilatación en las vigas que debe estar limitada al tamaño de la junta de dilatación. Las fuertes reacciones horizontales que aparecen una vez se produce el contacto de la viga con los elementos adyacentes, provocarán la rotura del apoyo fijo (tal como se ha observado en casos reales). Para tener en cuenta este efecto se ha modelado la restricción longitudinal del apoyo fijo mediante un muelle horizontal con una constante cercana a 0.
- La respuesta estructural de los puentes metálicos de vigas puede obtenerse analizando solamente la viga más expuesta térmicamente y no requiere la creación del modelo del puente completo. Esto es posible (cuando las condiciones de contorno utilizadas son adecuadas) porque el análisis de la viga aislada: a) reproduce los mismos modos de fallo y alcanza temperaturas máximas similares a los que se obtienen en el modelo completo, b) proporciona tiempos de fallo conservadores, siendo los tiempos de fallo proporcionados por los modelos de viga aislada siempre menores que aquellos proporcionados por el modelo del puente completo. La simplificación de utilizar modelos de viga aislada frente a los modelos del puente completo es importante, y viene motivada por el hecho de que requieren menores tiempos de modelados y de cálculo (4.5 veces inferiores en los modelos térmicos y 13 veces inferiores en los modelos estructurales).
- Los escenarios de incendio con el camión cisterna cerca del estribo son más desfavorables que aquellos casos donde el incendio se produce en centro luz, dando

tiempos de fallo menores en ambos puentes. El modo de fallo en ambos casos será diferente.

- Los tiempos de fallo son superiores en el puente de mayor luz. En el caso del incendio en centro luz "*fire1*" los tiempos de fallo aumentan desde los 6 minutos (puente de 12.2 metros de luz) a los 12 minutos (puente de 21.34 metros de luz). En el caso de incendio en estribo "*fire2*" estos tiempos no sufren un incremento tan significativo, 4 minutos (puente de 12.2 metros) y 4.7 minutos (puente de 21.34 metros).

4 ESTUDIO PARAMÉTRICO

Tras estudiar la respuesta estructural de los puentes de vigas metálicas y tras analizar con detalle el modelo numérico empleado en el capítulo 3 “*Análisis Numérico*”, se analiza en este capítulo la influencia de diferentes parámetros geométricos y ambientales en la respuesta estructural cogiendo como base el puente de 12.2 metros. En primer lugar se analizará la influencia del gálibo de la estructura en los tiempos y modos de fallo, en segundo lugar se analizará la influencia de la configuración del vano, según si el incendio se produce en un vano intermedio apoyado por pilas o en un puente de un único vano y estribos cerrados y por último se estudiará la influencia del viento.

En todos los modelos realizados en este capítulo se ha utilizado el modelo de la viga aislada para analizar la influencia de cada parámetro.

Los estudios aquí mostrados en este capítulo forman parte del artículo publicado en la revista *Computers & Structures*:

- i. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2015). “*Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios*”. *Computers & Structures*, Volume 158, (1 October 2015), Pages 333–345. DOI:10.1016/j.compstruc.2015.06.003

4.1 GÁLIBO

Este apartado analiza la influencia del gálibo del puente en su respuesta estructural frente a fuego. Para ello, se han analizado 10 casos distintos adicionales a los descritos en el capítulo 3 “Análisis Numérico” mediante FDS para gálibo vertical de 5 metros. En la Tabla 10 se muestran los casos analizados y sus resultados (tiempos y modos de fallo) para un rango de gálibos de 5 metros a 10 metros y para las dos posiciones de incendio estudiadas. La Figura 53 muestra las temperaturas adiabáticas máximas (T) alcanzadas en la viga más expuesta térmicamente (Viga 3) en función del gálibo (h) en la fase del incendio completamente desarrollado.

La Figura 54 muestra la evolución de la flecha máxima en el tiempo según el gálibo de la estructura. La Figura 55 muestra las temperaturas en una sección longitudinal del puente para la fase del incendio completamente desarrollado para ver la influencia del gálibo y la posición del incendio en las temperaturas alcanzadas por la estructura.

Tabla 10. Casos estudiados para ver la influencia del gálibo en la respuesta estructural.

Nombre del análisis	Posición de la carga de fuego	Gálibo	Fallo				
			Tiempo de Fallo	Modo de Fallo ^a	Máx. Flecha	Máximo despl. Trans.	Causa ^a
12.2-fire1-VA3-5	Centro Luz	5	4.5	PL, S	0.35	0.08	PL
12.2-fire1-VA3-6	Centro Luz	6	5.5	PL, S	0.29	0.08	PL
12.2-fire1-VA3-7	Centro Luz	7	11.2	PL, S	0.19	0.1	PL
12.2-fire1-VA3-8	Centro Luz	8	27.7	PL, S	0.11	0.13	PL
12.2-fire1-VA3-9	Centro Luz	9	-	PL	0.04	0.15	PL
12.2-fire1-VA3-10	Centro Luz	10	-	PL	0.03	0.11	PL
12.2-fire2-VA3-5	Estribo Este	5	3.0	AA, S	0.25	0.1	AA
12.2-fire2-VA3-6	Estribo Este	6	3.2	AA, S	0.26	0.11	AA
12.2-fire2-VA3-7	Estribo Este	7	3.4	AA, S	0.20	0.07	AA
12.2-fire2-VA3-8	Estribo Este	8	3.6	AA, S	0.21	0.07	AA
12.2-fire2-VA3-9	Estribo Este	9	4.3	AA, S	0.22	0.06	AA
12.2-fire2-VA3-10	Estribo Este	10	5.3	AA, S	0.20	0.04	AA

^a AA: Abolladura en el alma, PL: Pandeo Lateral, S: Se ha alcanzado la tensión última.

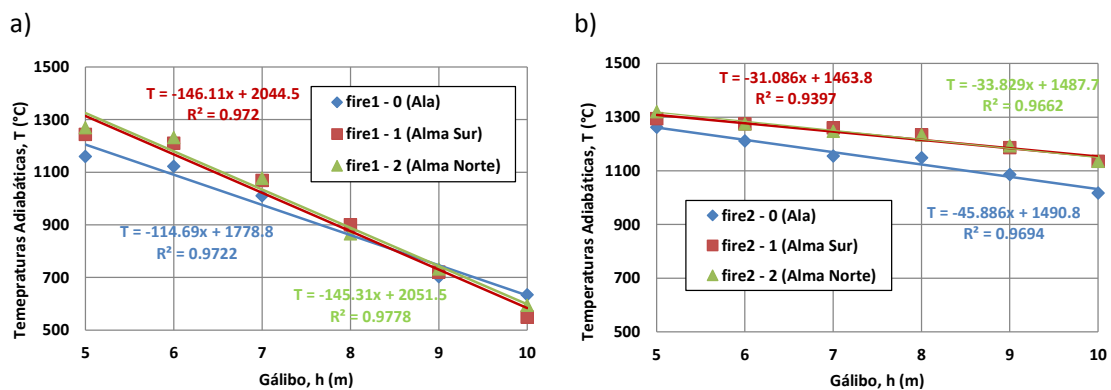


Figura 53. Influencia del gálibo en las temperaturas adiabáticas máximas alcanzadas en la fase estable para la viga más expuesta térmicamente. a) Incendio en centro luz (fire1). b) Incendio cerca del estribo este (fire2).

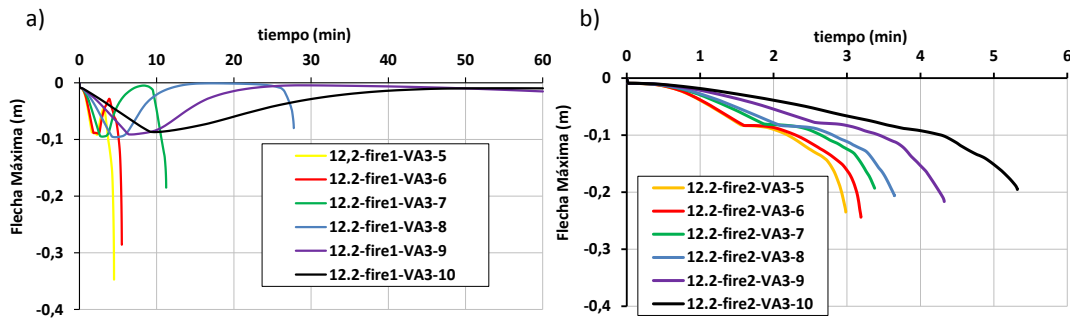


Figura 54. Influencia del gálibo en las máximas flechas alcanzadas en la viga. a) fire1, b) fire2

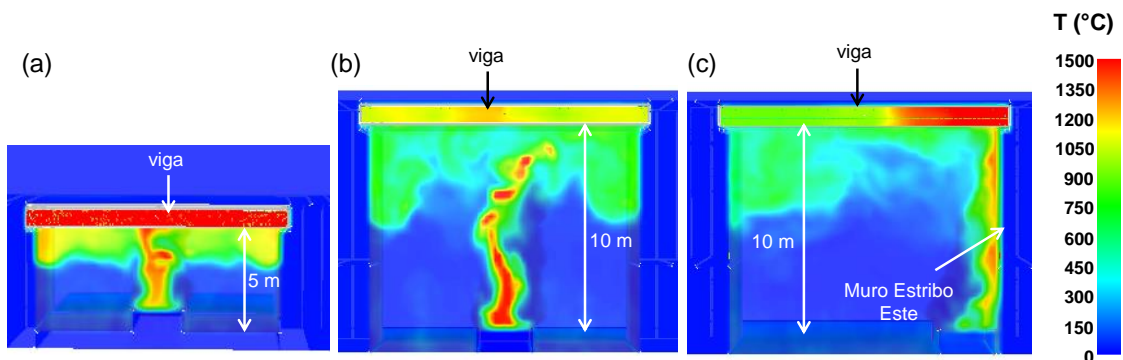


Figura 55. Temperaturas adiabáticas en una sección longitudinal del puente a lo largo de la viga 3 para el incendio completamente desarrollado. a) "fire1" con 5 metros de gálibo. b) "fire1" con 10 metros de gálibo. c) "fire2" con 10 metros de gálibo.

Las siguientes conclusiones pueden obtenerse de los resultados:

- Las temperaturas disminuyen según el gálibo aumenta con una relación prácticamente lineal (Ver Figura 53 y Figura 55a y b) pues a mayor gálibo menor es la superficie del puente afectada directamente por las llamas. Las temperaturas máximas adiabáticas descienden en 5 metros unos 720°C en el caso de incendio en centro luz ("fire1") y 250°C para el caso de incendio cerca del estribo ("fire2"). Este descenso de temperaturas es mucho más apreciable en el caso de incendio en centro luz ("fire1") debido a la ausencia del efecto Coandâ [50], que es la tendencia de los fluidos a ser atraídos por una superficie cercana a su trayectoria. Cuando el incendio se produce cerca del estribo, el efecto Coandâ provoca que las llamas se adhieran a las paredes del estribo y alcancen la estructura aun teniendo ésta gálibos elevados (Ver Figura 55c) y por lo tanto alcanzándose mayores temperaturas en la estructura que en los casos donde el incendio esté alejado de los estribos.
- El gálibo de la estructura influye en los tiempos de fallo pero no afecta al modo de fallo. Al aumentar el gálibo de la estructura, las temperaturas en el puente disminuyen y los tiempos de fallo son mayores. Por ejemplo, se aprecian tiempos de fallo un 22% y un 520% superiores para el caso de incendio en centro luz ("fire1") y un 6% y un 22% para el caso de incendio cerca del estribo ("fire2") cuando incrementamos el gálibo de 5 a 6 y 8 metros respectivamente. La Figura 54 muestra la evolución de las flechas máximas alcanzadas en la viga de estudio (Viga 3). Se observa como el modo de fallo y la forma de las curvas de máxima flecha no están influenciados por el gálibo. Esto se debe a que la zona de máxima temperatura no depende del gálibo y siempre es la misma. Destacar para el escenario de incendio en centro luz ("fire1") que la estructura no colapsa cuando

el gálibo es mayor de 9 metros, al alcanzarse temperaturas menores a 700°C. En el caso de incendio próximo al estribo para gálibos elevados (9 y 10 metros), el fallo se producirá entre los 4 y 6 minutos después del inicio del incendio, por lo que el efecto Coandâ es muy importante y debe tenerse en cuenta.

4.2 CONFIGURACIÓN DEL VANO

Como se ha visto en 4.1 la configuración del vano bajo el que se produce el incendio puede tener influencia en la respuesta estructural del puente. Cuando se produce el incendio cerca de un estribo cerrado, el efecto Coandâ provocará que las llamas se adhieran al muro alcanzando la estructura incluso cuando su gálibo es muy elevado.

En este apartado, se estudia la influencia de la configuración del vano bajo el que se produce el incendio (vanos intermedios apoyados en pilas o puentes de un único vano y estribos cerrados). En este capítulo se comparará la respuesta estructural del caso de referencia con la respuesta estructural del incendio de un camión cisterna bajo el vano intermedio de un puente de tres vanos apoyado sobre pilas con la misma luz que el puente de referencia.



Figura 56. Vista ejemplo de distintas configuraciones de puente. En la imagen superior puente de varios vanos apoyados sobre pilas. En la imagen inferior puente de un único vano con estribos cerrados. Fuente: Ignacio Payá.

El puente de referencia elegido ha sido el puente estudiado en el apartado anterior, puente de un único vano de 12.2 metros de luz con dos estribos completamente cerrados (ver 3.2.1

“Puente de 12.2 metros de Luz”). La Tabla 11 muestra los resultados (tiempos y modos de fallo) obtenidos en el análisis. La Figura 57 muestra el modelo FDS del puente de tres vanos apoyado sobre pilas para la fase del incendio completamente desarrollado e incendio cerca de las pilas “fire2”.

Tabla 11. Casos estudiados para ver la influencia del tipo de estribo en la respuesta estructural.

Nombre del análisis	Posición de la carga de fuego	Config. del Vano	Fallo				Causa ^a
			Tiempo de Fallo (min)	Modo de Fallo ^a	Máx. Flecha (m)	Máximo despl. Trans. (m)	
12.2-fire1-VA3-Est	Centro Luz	Estribo	4.5	PL, S	0.35	0.08	PL
12.2-fire1-VA3-Pilas	Centro Luz	Pilas	8.4	PL, S	0.19	0.1	PL
12.2-fire2-VA3-Est	Extremo Este del Vano	Estribo	3.0	AA, S	0.25	0.1	AA
12.2-fire2-VA3-Pilas	Extremo Este del Vano	Pilas	3.9	AA, S	0.29	0.07	AA

^a AA: Abolladura en el alma, PL: Pandeo Lateral, S: Se ha alcanzado la tensión última.

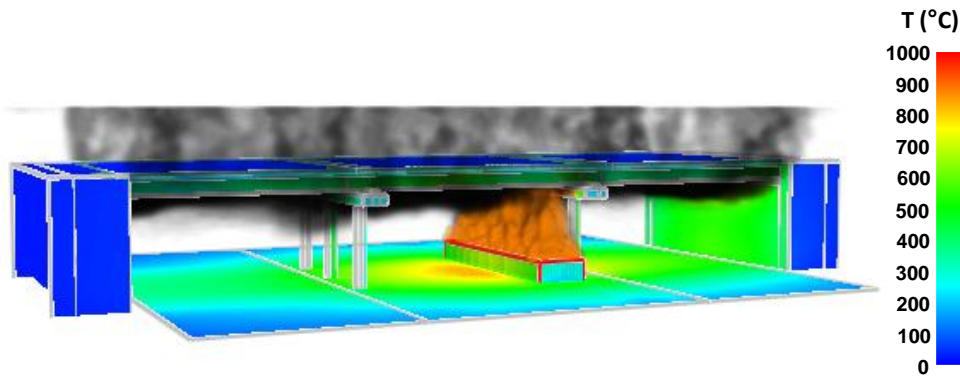


Figura 57. Vista general de los resultados de FDS para puente de tres vanos. Temperaturas adiabáticas.

La Figura 58 muestra la comparativa de temperaturas adiabáticas obtenidas en la viga más expuesta térmicamente (Viga 3) entre el incendio producido bajo un vano intermedio y el incendio producido bajo un puente de un único vano y estribos cerrados para los dos escenarios de incendio analizados. La Figura 59 muestra la evolución de la flecha máxima en el tiempo para los casos analizados en este capítulo.

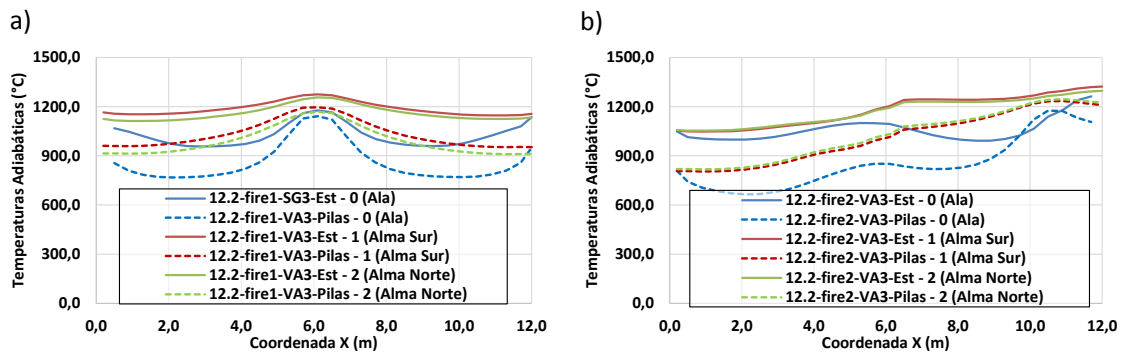


Figura 58. Influencia del tipo de estribo del puente en las temperaturas adiabáticas de la viga más expuesta térmicamente. a) incendio en centro luz “fire1”. b) incendio cerca del estribo “fire2”.

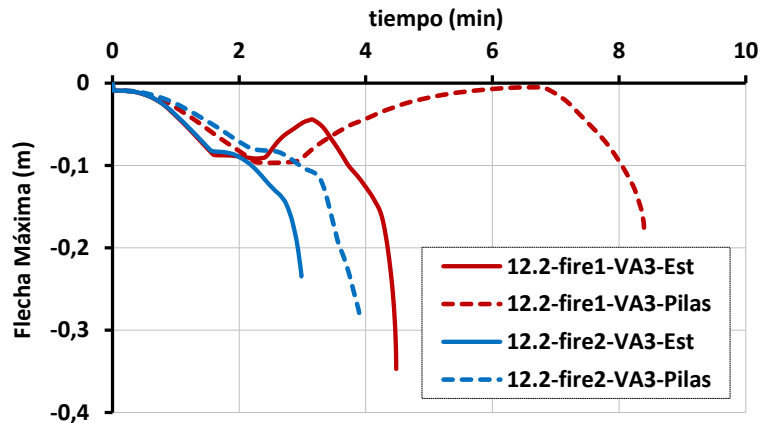


Figura 59. Influencia del tipo de estribo en las máximas flechas alcanzadas por la viga más expuesta térmicamente (Viga 3).

Los resultados muestran como los tiempos de fallo aumentan desde 4.5 min (“fire1”) y 3 min (“fire2”) en el caso de referencia a 8.5 min (“fire1”) y 4 min (“fire2”) en el caso en que los estribos no son cerrados y existen pilas, lo que representa un incremento de tiempo del 89% y del 33% respectivamente. Este aumento de los tiempos de fallo se debe a que se alcanzan unas temperaturas menores en la estructura cuando el vano del tablero está apoyado sobre pilas. Los motivos de este descenso en las temperaturas son: a) una mayor ventilación del área donde se produce el incendio, b) una menor acumulación de los humos bajo la estructura al permitir el paso a los vanos adyacentes y c) el efecto Coandă, que como se ha visto en el apartado anterior 4.1 tiene un efecto importante cuando el incendio se produce cerca del estribo, y que en este caso tiene una menor importancia. La diferencia de temperaturas entre ambos modelos (puente de un único vano y apoyado sobre estribos cerrados e incendio bajo un vano intermedio apoyado por pilas) es mayor cuanto más alejado del foco del incendio se esté, siendo las máximas diferencias de 250°C (“fire1”) y 340°C (“fire2”). En la zona cerca al incendio estas diferencias son menores, diferencias por debajo de los 100°C (Ver Figura 58). Estos descensos en las temperaturas explican por qué el incremento del tiempo de fallo del “fire1” es mucho mayor ya que el fallo de este se produce, en parte, por las plastificaciones que se producen en la zona cercana a los estribos donde el descenso de temperaturas para este caso es máximo. En el caso de “fire2” el fallo se produce en la zona del donde el descenso de las temperaturas no es tan acusado por lo que el incremento del tiempo de fallo no es tan alto.

El modo de fallo de la estructura no depende de la configuración del vano. Esto se puede comprobar a partir del análisis de la evolución de la flecha máxima a lo largo del tiempo (Ver Figura 59) donde la forma de las curvas es independiente de la configuración del vano. Las máximas temperaturas de la viga en el momento de colapso varían entre 970°C y 1165°C.

4.3 VIENTO

Por último, se ha estudiado en este apartado la influencia del viento en la respuesta estructural de los puentes frente a incendio. Para ello se han estudiado seis velocidades de viento diferentes (0 m/s, 1m/s, 4 m/s, 8 m/s, 12 m/s, 16 m/s) en el momento que se produce el incendio, con el viento perpendicular al eje longitudinal de las vigas.

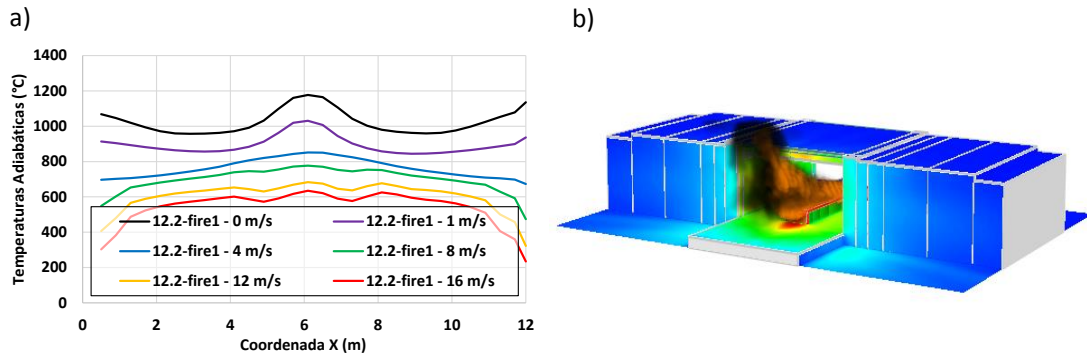


Figura 60. Influencia de la presencia de viento en sentido perpendicular al eje del puente para el escenario de incendio "fire1". a) temperaturas adiabáticas en el ala inferior para la viga 3 según la velocidad del viento. B) imagen 3D del efecto del viento en la llama del incendio cuando existe un viento de 8 m/s.

La Figura 60a muestra las temperaturas adiabáticas en la Viga 3 cuando el incendio "fire1" está completamente desarrollado. Como se aprecia en la Figura 60b el viento provoca que las llamas se curven en la dirección del viento y se alejen de la estructura del puente. Esto reduce las temperaturas alcanzadas por la estructura. Por lo tanto, en casos donde el camión cisterna se encuentra debajo de la estructura queda de lado de la seguridad la no consideración del viento en los análisis. Sin embargo, este efecto que parece favorable, puede provocar que incendios de un camión cisterna en una zona cercana al puente, pero no bajo el mismo causen daño sobre la estructura al alcanzar las llamas la estructura debido al viento. De todas formas, el incendio de un camión cisterna debajo de la estructura sin viento sería el caso más desfavorable. Los resultados para el escenario "fire2" conducen a las mismas conclusiones por lo que no se muestran en la Figura 60.

4.4 CONCLUSIONES

En este capítulo se ha estudiado la influencia de los aspectos geométricos y ambientales en la respuesta estructural de un puente de 12.2 metros de luz. Los estudios realizados permiten obtener las siguientes conclusiones:

- El incendio de un camión cisterna cerca del estribo es más desfavorable que el incendio de un camión cisterna en centro luz, ya que las temperaturas alcanzadas en este caso son mayores debido al efecto Coandă. Estas mayores temperaturas resultan en tiempos de fallo más cortos.
- Al aumentar el gálibo de la estructura disminuye el daño causado por el incendio. Este efecto es más claro cuando el incendio se produce en una zona alejada del estribo, ya que en casos con el incendio cerca del estribo este efecto es menor. La relación entre el gálibo y las temperaturas adiabáticas alcanzadas por la estructura es aproximadamente lineal.
- Puentes donde el incendio se produce en un vano intermedio apoyado sobre pilas que permiten la ventilación, o en puentes con estribos con una configuración abierta existe un mejor comportamiento frente a fuego debido a la mayor ventilación de los gases bajo la estructura así como al menor efecto Coandă que se produce en incendios próximos a estribos cerrados.
- La presencia de viento reduce en general los efectos del incendio. No obstante, cuando el incendio se produce fuera de la huella del puente, el viento puede provocar que las llamas alcancen la estructura.

5 INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS EN LAS MÁXIMAS TEMPERATURAS ADIABÁTICAS ALCANZADAS

5.1 METODOLOGÍA

En el capítulo 4 “Estudio Paramétrico” se ha estudiado el gálibo, la configuración del vano bajo el que se produce el incendio y el viento de forma aislada, teniendo en cuenta además la posición del incendio en estos análisis. De estos estudios se ha concluido que cuando se producen ciertas combinaciones (por ejemplo incendio cerca de estribo cerrado y gálibo alto) las temperaturas alcanzadas son mayores que cuando se estudia su influencia por separado (en un vano intermedio por ejemplo) resultando en temperaturas mayores de las esperadas.

En este capítulo se propone una metodología para analizar la influencia lineal de seis parámetros (cuatro relativos a la geometría del puente y dos relativos al escenario de incendio) y las interacciones entre estos seis parámetros con el objetivo de detectar vulnerabilidades asociadas a las características del puente en su respuesta frente a fuego.

Como se ha visto a lo largo de esta Tesis, la temperatura máxima del gas alrededor de la estructura y la posición donde se alcanza son los factores principales que influyen en la respuesta estructural de los puentes de vigas metálicas. Por ello, este capítulo se centra solamente en el estudio de las máximas temperaturas adiabáticas alcanzadas en la estructura mediante dinámica de fluidos computacional (CFD) con el software FDS. Para ello se ha escogido

el incendio de un camión cisterna como carga de fuego al ser este el caso más común y el único capaz de causar graves daños sobre la estructura (Ver capítulo 2 “*Determinación de los Factores de Riesgo en Incendios en Puentes*”).

Para analizar la influencia de estos seis parámetros se ha realizado un diseño de experimentos 2^{6-1} de Taguchi [51] resultando en un total de 32 simulaciones CFD. Estas simulaciones han sido escogidas con el objetivo de minimizar el número de simulaciones maximizando la información obtenida. De estas simulaciones se obtendrán las máximas temperaturas adiabáticas tanto en el ala inferior como en el alma y se analizarán mediante técnicas estadísticas para ver la influencia de cada uno de los parámetros y sus interacciones en las máximas temperaturas alcanzadas.

El estudio aquí mostrado forma parte del trabajo presentado en el congreso “Structures in Fire 2016” en Princeton, Nueva Jersey, USA.

- i. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2016). “*Analysis of the Factors that Influence the Maximum Adiabatic Temperatures in I-girder Bridges*”. 9th Conference on Structures in Fire (SIF’16), Princeton, Estados Unidos. Junio de 2016.

5.2 PARÁMETROS ESTUDIADOS

Este estudio considera seis parámetros, cuatro de ellos describen la geometría del puente (gálibo, configuración del vano, luz del puente y ancho del puente) y dos relacionados con la carga de fuego (posición del incendio y tipo de combustible). Otros parámetros como son la producción del humo y la producción de monóxido de carbono (*Soot and CO yield*), la posición de los diafragmas o la separación de las vigas no se han tenido en cuenta para evitar tener que analizar un gran número de simulaciones (si, por ejemplo, se hubieran considerado ocho parámetros y dos posibles valores para cada parámetro, hubieran sido necesarias 128 simulaciones en este estudio en vez de las 32 realizadas). La Tabla 12 y la Figura 61 describen los parámetros considerados y los posibles valores para cada parámetro. En todos los modelos, la distancia entre dos vigas adyacentes es de 2.6 metros, el canto de las vigas es de 0.8 metros y la losa de hormigón es de 0.2 metros. Estos valores se han obtenido del puente de 12.2 metros adaptándose al tamaño de malla elegido en el modelo FDS que es de 0.20 m.

Tabla 12. Parámetros y valores estudiados.

Gálibo	Configuración del Vano	Luz	Tasa de Liberación de Calor (HRR)	Posición del incendio	Ancho del tablero
6 m	Vano intermedio ^a	16 m	1800 kW/m ²	Centro-Luz	13 m
9 m	Estribos ^b	24 m	2400 kW/m ²	Estribo	23.4 m

^a Vano intermedio apoyado sobre pilas que permiten ventilación

^b Vano único con estribos cerrados

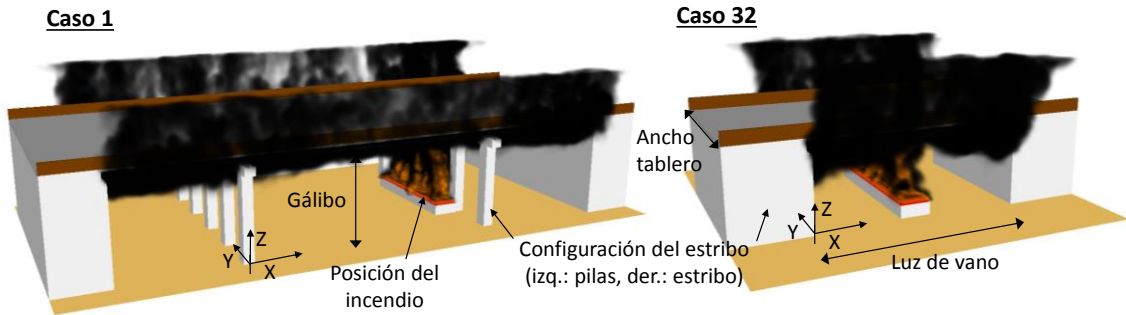


Figura 61. Parámetros estudiados en el análisis. Vista 3D de dos modelos CFD.

5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS

La construcción de los modelos de FDS empleados en este capítulo viene explicada en el capítulo 3.3 “Modelo FDS”.

A modo de resumen, el tamaño de malla elegido es de 0.20 metros y el número total de celdas variará según el caso entre 1,134,000 y 3,262,500 celdas.

5.4 DISEÑO DE EXPERIMENTOS

Las simulaciones mediante FDS donde se analiza un gran volumen de control y se alcanzan velocidades de aire elevadas pueden llegar a tener unos costes computacionales muy grandes. El cálculo de una simulación FDS de este estudio por ejemplo, dependiendo del caso, puede llegar a requerir una semana de cálculo. Por lo tanto, el cálculo de las 64 simulaciones resultado de todas las posibles combinaciones no es deseable debido al alto coste computacional. Para disminuir el número de casos a analizar sin perder información se han utilizado técnicas de diseño de experimentos usando los métodos de Taguchi [51] donde se diseña cada escenario de manera que se obtenga la máxima información y se puedan analizar las interacciones. El diseño utilizado es un diseño 2^{6-1} , que reduce el número de casos a simular a 32, confundiendo en este caso los efectos simples con el efecto de quinto grado, que se asume que no será importante. Los escenarios del diseño de experimentos se pueden ver en la Tabla 13.

Tabla 13. Diseño de los casos a simular.

Nº Caso	Gálibo (m)	Configuración del estribo	Luz (m)	Heat Release Rate (kW/m ²)	Posición del incendio	Ancho (m)
1	9	Pilas	24	2400	Estribo	23.4
2	6	Pilas	24	2400	Estribo	13
3	9	Estribos	24	2400	Estribo	13
4	6	Estribos	24	2400	Estribo	23.4
5	9	Pilas	16	2400	Estribo	13
6	6	Pilas	16	2400	Estribo	23.4
7	9	Estribos	16	2400	Estribo	23.4
8	6	Estribos	16	2400	Estribo	13
9	9	Pilas	24	1800	Estribo	13
10	6	Pilas	24	1800	Estribo	23.4
11	9	Estribos	24	1800	Estribo	23.4
12	6	Estribos	24	1800	Estribo	13
13	9	Pilas	16	1800	Estribo	23.4
14	6	Pilas	16	1800	Estribo	13
15	9	Estribos	16	1800	Estribo	13
16	6	Estribos	16	1800	Estribo	23.4
17	9	Pilas	24	2400	Centro-Luz	13
18	6	Pilas	24	2400	Centro-Luz	23.4
19	9	Estribos	24	2400	Centro-Luz	23.4
20	6	Estribos	24	2400	Centro-Luz	13
21	9	Pilas	16	2400	Centro-Luz	23.4
22	6	Pilas	16	2400	Centro-Luz	13
23	9	Estribos	16	2400	Centro-Luz	13
24	6	Estribos	16	2400	Centro-Luz	23.4
25	9	Pilas	24	1800	Centro-Luz	23.4
26	6	Pilas	24	1800	Centro-Luz	13
27	9	Estribos	24	1800	Centro-Luz	13
28	6	Estribos	24	1800	Centro-Luz	23.4
29	9	Pilas	16	1800	Centro-Luz	13
30	6	Pilas	16	1800	Centro-Luz	23.4
31	9	Estribos	16	1800	Centro-Luz	23.4
32	6	Estribos	16	1800	Centro-Luz	13

5.5 RESULTADOS

La Tabla 14 muestra las temperaturas adiabáticas máximas alcanzadas en el ala y en el alma para cada uno de los casos. Las temperaturas en el alma se han obtenido como la media de ambas caras del alma (Norte y Sur).

Tabla 14. Máximas temperaturas adiabáticas alcanzadas en la estructura.

Temperaturas Máximas			Temperaturas Máximas			Temperaturas Máximas		
Caso	Ala	Alma	Caso	Ala	Alma	Caso	Ala	Alma
1	1126	1014	12	1114	1160	23	909	886
2	1323	1294	13	990	820	24	1073	1166
3	1301	1340	14	1253	1157	25	694	629
4	1248	1312	15	1178	1215	26	1043	1038
5	1170	1064	16	1225	1290	27	711	650
6	1288	1278	17	905	877	28	1022	1028
7	1170	1226	18	1162	1208	29	702	646
8	1081	1133	19	902	871	30	1037	1044
9	990	821	20	1158	1208	31	696	641
10	1246	1173	21	704	646	32	973	1000
11	1188	1216	22	1157	1204			

Para estudiar que parámetros tienen influencia en las máximas temperaturas adiabáticas alcanzadas por la estructura, se ha realizado a partir de los datos de temperaturas máximas (Tabla 14) un análisis de la varianza (ANOVA) con el software Statgraphics [37]. El análisis de la varianza (ANOVA) es una técnica estadística que permite el estudio del efecto de uno o más factores sobre la media de una variable. La técnica estadística consiste en descomponer la variabilidad total observada en una serie de términos, asociados a los efectos de cada factor estudiado y a sus posibles interacciones, más una parte residual con la que después se compararán las primeras. Por tanto esta técnica estadística permite determinar el impacto de las variables independientes (los parámetros estudiados) en las variables dependientes (temperaturas alcanzadas en la estructura). Este impacto es determinado por el coeficiente “*p-value*”. “*P-values*” bajos indica una influencia significativa del parámetro o de la interacción (valores por debajo de 0.05). La Tabla 15 y Tabla 16 muestran los resultados obtenidos del análisis ANOVA. Las siguientes conclusiones pueden obtenerse:

- La luz del puente y el ancho no tienen influencia sobre las máximas temperaturas alcanzadas en el puente (“*p-values*” de 0.10 y 0.52 para las temperaturas en el ala y 0.35 y 0.77 para las temperaturas alcanzadas en el alma) a pesar de que sí tienen influencia en la distribución de las temperaturas a lo largo de la viga.
- Las temperaturas adiabáticas en el ala inferior están influenciadas principalmente por el gálibo, el tipo de combustible y la posición de la carga de fuego (“*p-values*” menores de 0.05 y cercanos a 0). Las temperaturas adiabáticas en el alma están además influenciadas por la configuración de los estribos (“*p-value*” de 0.0074) debido a la presencia o ausencia del estribo que influye en la acumulación de los humos entre las vigas.
- Un camión cisterna cerca del estribo es la posición que provoca temperaturas adiabáticas máximas (valores entre 1100 y 1300°C). Esto es debido al efecto Coandă que provoca que las llamas se adhieran a las paredes del estribo. Este efecto puede ocasionar problemas en puentes con gálibos altos si el incendio se produce cerca del estribo.
- La localización en la viga de las temperaturas adiabáticas máximas depende principalmente de la configuración del vano y de la posición del incendio. Si el incendio ocurre bajo un vano intermedio apoyado sobre pilas que permiten la ventilación, entonces las máximas temperaturas suelen ocurrir en el ala inferior, porque existe menor acumulación de los humos bajo el puente. Si el incendio se produce cerca de los

estribos, en puentes de vano único y estribos cerrados, entonces la acumulación de los humos bajo la estructura es mayor y las máximas temperaturas se alcanzan en el alma.

Tabla 15. Resultados del análisis ANOVA para las temperaturas obtenidas en el ala.

Temperaturas en el Ala	Suma de los cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado Medio	F-ratio	p-value
Efectos Principales					
A: Gálibo	294352	1	294352	107,77	0,0000
B: Configuración del Vano	782	1	782	0,29	0,6042
C: Luz del Puente	8739	1	873	3,20	0,1039
D: Heat Release Rate	81467	1	81467	29,83	0,0003
E: Posición del Incendio	511435	1	511435	187,25	0,0000
F: Ancho del Tablero	1214	1	1214	0,44	0,5201
Interacciones					
AB: Gálibo-Estribos	60498	1	60498	22,15	0,0008
AC: Gálibo-Luz	145	1	145	0,05	0,8223
AD: Gálibo-HRR	6628	1	6628	2,43	0,1503
AE: Gálibo-Posición	93894	1	93894	34,38	0,0002
AF: Gálibo-Ancho	11044	1	11044	4,04	0,0721
BC: Vano-Luz	724	1	724	0,26	0,6180
BD: Vano-HRR	655	1	655	0,24	0,6349
BE: Vano-Posición	194	1	194	0,07	0,7954
BF: Vano-Ancho	4866	1	4866	1,78	0,2116
CD: Luz-HRR	11940	1	11940	4,37	0,0630
CE: Luz-Posición	857	1	857	0,31	0,5878
CF: Luz-Ancho	2484	1	2484	0,91	0,3627
DE: HRR-Posición	10029	1	10029	3,67	0,0843
DF: HRR-Ancho	6705	1	6705	2,45	0,1482
EF: Posición-Ancho	3588	1	3588	1,31	0,2784
Valor Residual	27313	10	2731		
Total	1,14E+06	31			

Tabla 16. Resultados del análisis ANOVA para las temperaturas en el alma.

Temperaturas en el Alma	Suma de los cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado Medio	F-ratio	p-value
Efectos Principales					
A: Gálibo	533413	1	533413	93,80	0,0000
B: Configuración del Vano	63857,6	1	63857,6	11,23	0,0074
C: Luz del Puente	5517,49	1	5517,49	0,97	0,3479
D: Heat Release Rate	151161	1	151161	26,58	0,0004
E: Posición del Incendio	444768	1	444768	78,21	0,0000
F: Ancho del Tablero	532,277	1	532,277	0,09	0,7659
Interacciones					
AB: Gálibo-Estribo	83045,4	1	83045,4	14,60	0,0034
AC: Gálibo-Luz	509,683	1	509,683	0,09	0,7708
AD: Gálibo-HRR	4304,76	1	4304,76	0,76	0,4047
AE: Gálibo-Posición	121255	1	121255	21,32	0,0010
AF: Gálibo-Ancho	17145,4	1	17145,4	3,01	0,1131
BC: Vano-Luz	33,3949	1	33,3949	0,01	0,9404
BD: Vano-HRR	3086,43	1	3086,43	0,54	0,4782
BE: Vano-Posición	38680,2	1	38680,2	6,80	0,0261
BF: Vano-Ancho	6239,28	1	6239,28	1,10	0,3195
CD: Luz-HRR	12050,9	1	12050,9	2,12	0,1761
CE: Luz-Posición	523,18	1	523,18	0,09	0,7679
CF: Luz-Ancho	2075,77	1	2075,77	0,37	0,5592
DE: HRR-Posición	10552,8	1	10552,8	1,86	0,2030
DF: HRR-Ancho	6036,53	1	6036,53	1,06	0,3271
EF: Posición-Ancho	5513,29	1	5513,29	0,97	0,3480
Valor Residual	56866,8	10	5686,68		
Total	1,57E+06	31			

5.6 CONCLUSIONES

En este estudio se ha visto que el gálibo, el tipo de combustible (tasa de liberación de calor) y la posición del incendio son los parámetros que más influyen en las temperaturas adiabáticas máximas alcanzadas por el puente. Además, la configuración del vano también tiene influencia en las temperaturas adiabáticas en el alma.

El estudio aquí presentado combinado con estudios de regresión múltiple permitiría obtener expresiones que relacionen las temperaturas máximas alcanzadas con los diferentes parámetros del puente que tienen una influencia sobre estas. Este estudio se deja para un futuro, una vez los modelos de CFDs empleados en esta Tesis hayan sido validados con los resultados de ensayos reales.

6 CONCLUSIONES GENERALES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

6.1 CONCLUSIONES GENERALES

En esta Tesis se ha analizado la respuesta al fuego de puentes metálicos multijácena. En primer lugar se han analizado casos reales de incendios en puentes para detectar la vulnerabilidad de distintas tipologías estructurales y los escenarios de incendio que producen mayores daños. Este análisis ha demostrado que el incendio de un camión cisterna bajo un paso superior es el caso más común y que mayores daños causa a la estructura. Este análisis también ha demostrado que los puentes multijácena metálicos y mixtos son una tipología especialmente vulnerable.

Seguidamente, la respuesta estructural de puentes metálicos multijácena frente al incendio de un camión cisterna se ha analizado por métodos numéricos. Estos métodos emplean la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) para los cálculos de fuego y los elementos finitos (FEM) para los análisis termo-estructurales y tienen en cuenta las siguientes particularidades:

- La configuración general y geometría del puente.
- La posición y características del camión cisterna.
- La interacción de la estructura del puente con los estribos o vanos adyacentes.
- El fallo del apoyo fijo del tablero por los grandes esfuerzos horizontales que aparecen en la estructura cuando la dilatación del vano bajo el que se produce el incendio hace que éste choque contra el estribo o vano adyacente.

Además, se ha visto que los modelos termo-estructurales simplificados donde se analiza únicamente la viga más expuesta térmicamente en lugar del puente completo dan buenos resultados desde el punto de vista ingenieril: proporcionan tiempos de fallo razonablemente menores, reproducen los modos de fallo observados en los modelos que incluyen todo el puente y requieren tiempos de modelado y cálculo significativamente menores. Por todo ello, el uso de los modelos simplificados es apropiado en casos donde se requiera una rápida evaluación de la estructura teniendo en cuenta cual es la viga más expuesta térmicamente.

A continuación, se han empleado los modelos simplificados para analizar la influencia en la respuesta estructural de la configuración del puente y de parámetros geométricos, ambientales y de la carga de fuego. El análisis ha determinado que la configuración del puente y su gálibo son parámetros muy importantes que marcan la respuesta estructural del puente. La presencia de viento por su parte reduce en general los efectos del incendio. No obstante, cuando el incendio se produce fuera de la huella del puente, el viento puede provocar que las llamas alcancen la estructura.

Finalmente, se ha realizado un análisis estadístico para determinar qué parámetros influyen en las máximas temperaturas adiabáticas alcanzadas por el puente. El análisis ha comprobado que existen sinergias entre parámetros que implican que ciertas circunstancias sean peores que otras. Por ejemplo, cuando el incendio se produce cerca del estribo y la configuración del vano es un puente de vano único con estribos cerrados, el efecto Coandâ provoca que las llamas se adhieran a las paredes y asciendan hasta la estructura. Esto provoca temperaturas más altas que hacen que incluso puentes con gálibo elevado puedan sufrir daños de consideración. Las temperaturas adiabáticas en el ala inferior vienen determinadas principalmente por la incidencia directa de las llamas mientras que las temperaturas en la zona del alma vienen determinadas por una combinación de la incidencia de las llamas y la acumulación del humo bajo la estructura. Según la configuración del puente las máximas temperaturas adiabáticas varían entre el ala inferior y la zona del alma. Esta metodología puede ser utilizada para obtener curvas paramétricas que puedan ser incluidas en futuras normativas o en recomendaciones para el diseño de puentes frente al fuego

6.2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Esta Tesis ha analizado la respuesta frente al fuego de puentes metálicos multijácena. La investigación aquí iniciada puede continuar a través de las líneas siguientes:

- Validación de los resultados obtenidos con los modelos de Dinámica de Fluidos Computacional con la realización de ensayos de fuego en puentes reales.
- Análisis de la influencia de un mayor número de parámetros y cuantificación de la influencia de cada uno de los parámetros con un análisis de regresión múltiple.
- Propuesta de curvas de fuego paramétricas específicas para puentes que eviten la realización de complejos modelos de fuego que requieren mucho tiempo y personal muy especializado.
- Desarrollo de métodos simplificados para obtener los tiempos y modos de fallo de puentes metálicos multijácena a partir de las curvas paramétricas propuestas.
- Evaluación de la resistencia residual de los puentes una vez producido el incendio para poder valorar mejor la oportunidad de reparar o demoler una estructura afectada por un incendio.

- Estudio de medidas pasivas (rociadores, protecciones pasivas...) y activas (aumentos de secciones de vigas...) para mejorar la respuesta de los puentes metálicos a los incendios.
- Estudio de estrategias de monitorización específicas para incendios en puentes como método para mejorar la toma de decisiones tras este tipo de acontecimientos.

7 REFERENCIAS

- [1] New York State Department of Transportation, «Bridge Fire Incidents in New York State,» Private Correspondence with Porf. M. Garlock, 2011.
- [2] T. Burkley y G. Strasburg, «Bridge rebuilt on the fast track,» *Public Roads*, vol. 66, nº 2, 2002.
- [3] W. Hitchcock, S. Nunez y S. Watson, «Emergency reconstruction of critical transportation infrastructure,» University Transportation Center for Alabama, Tuscaloosa, AL, USA, 2008.
- [4] P. Chung, R. Wolfe, T. Ostrom y S. Hida, «Accelerated Bridge Construction Applications in California - a Lessons Learned Report,» 2008.
- [5] Minnesota Department of Employment and Economic Development, «Economic impacts of the I-35W bridge collapse,» 2007.
- [6] J. Hedden, M. Quagliata y T. Tomwandzilak, «Emergency renovation,» *Modern Steel Construction*, vol. September 2010, 2010.
- [7] City News Service, «Paramount bridge in Montebello to reopen monday,» EGPNews.com, 2012.

- [8] Le Figaro, «Pont de Rouen: le routierne paiera pas les dègâts"».
- [9] C. Baker, «Aftermath of tanker truck fire cost \$12.4 million: Guess who paid for most of it,» PennLive, 2016.
- [10] C. Bajtwa, E. Easton y D. Dunn, «The MacArthur Maze Fire: How Hot Was It?,» de *Waste Management Symposium*, Phoenix, AZ, USA, 2009.
- [11] A. Astaneh-Asl, C. Noble, J. Son, A. Wemhoff, M. Thomas y L. McMichael, «Fire Protection of Steel Bridges and the case of the MacArthur Maze Fire Collapse,» de *ASCE TCLEE lifeline earthquake engineering in a multihazard environment conference*, Oakland, CA, USA, 2009.
- [12] B. Godart, J. Barthelémy y J. Lucas, «Diagnosis of a large steel bridge close to collapse during a fire,» de *IABSE Symposium: Engineering for Progress, Nature and People*, Madrid, Spain, 2014.
- [13] NFPA (National Fire Protection Association), «NFPA 502: Standard for road tunnels, bridges, and other limited highways,» Quincy, MA, USA, 2017.
- [14] V. Kodur, L. Gu y M. Garlock, «Review and Assessment of Fire Hazard in Bridges,» *Journal of the Transportation Research Board*, vol. 2172, 2010.
- [15] M. Garlock, I. Payá-Zaforteza, L. Gu y V. Kodur, «Fire hazard in bridges: review, assessment and repair strategies,» *Engineering Structures*, vol. 35, pp. 89-98, 2012.
- [16] M. Davidson, I. Harik y D. Davis, «Fire Impact and Passive Fire Protection of Infrastructure: State of the Art,» *Journal of Constructed Facilities*, vol. 27, nº 2, 2013.
- [17] I. Payá-Zaforteza y M. Garlock, «A numerical investigation on the fire response of a steel girder bridge,» *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 75, pp. 93-103, 2012.
- [18] R. Stoddard, «Inspection and repair of a fire damaged prestressed girder bridge,» de *International Bridge Conference*, Pittsburgh, 2004.
- [19] Y. Liu, G. Wang y Y. Song, «Finite element analysis of fire behavior of steel girders in bridges,» *Advanced materials research*, Vols. %1 de %2594-597, pp. 2296-2300, 2012.
- [20] V. Kodur, E. Aziz y M. Dwaikat, «Evaluating fire resistance of steel girders in bridges,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, nº 7, 2013.
- [21] E. Aziz, V. Kodur, J. Glassman y M. Garlock, «Behavior of steel bridge girders under fire conditions,» *Journal of Construction Steel Research*, vol. 106, pp. 11-22, 2015.
- [22] R. Whitney, «Analysis of Curved Weathering Steel Box Girder Bridges in Fire,» Manhattan College, New York, NY, USA, 2016.
- [23] I. M. K. Bennets, «Evaluation of the Impact of Potential Fire Scenarios on Structural Elements of a Cable-Stayed Bridge,» *Journal of Fire Protection Engineering*, vol. 19, nº 2, 2009.

- [24] S. Quiel, T. Yokoyama, L. Bregman y K. M. S. Mueller, «A streamlined framework for calculating the response of steel-supported bridges to open-air tanker truck fires,» *Fire Safety Journal*, vol. 73, pp. 63-75, 2015.
- [25] N. Yanagisawa, Y. Imagawa, O. Ohyama, M. Rutner y A. Kurita, «Fire safety of bridges - methodology supporting design and forensic evaluation,» *Steel Construction*, vol. 10, nº 1, 2017.
- [26] W. Wright, B. Lattimer, M. Woodworth, M. Nahid y E. Sotelino, «Highway bridge fire assessment draft final report,» Prepared for the NCHRP Program Transportation Research Board of the National Academies, VA, USA, 2013.
- [27] X. Gong y A. Agrawal, «Numerical simulation of fire damage to a long-span truss bridge,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 20, nº 10, 2015.
- [28] X. Gong y A. Agrawal, «Safety of Cable-Supported Bridges during Fire Hazards,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 21, nº 4, 2016.
- [29] J. Alós-Moya, I. Payá-Zaforteza, M. Garlock, E. Loma-Ossorio, D. Schiffner y A. Hospitaler, «Analysis of a bridge failure due to fire using computational fluid dynamics and finite element models,» *Engineering Structures*, vol. 68, pp. 96-110, 2014.
- [30] Y. Wang y M. Liu, «Buckling Instability Behavior of Steel Bridge under Fire Hazard,» *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2016, p. 11, 2016.
- [31] Y. Liu, B. Ning y Y. Wang, «Study on Thermal and Structural Behavior of a Cable-Stayed Bridge under Potential Tanker Truck Fires,» *Applied Mechanics and Materials*, vol. 238, pp. 684-688, 2012.
- [32] E. Tornicello, «Fire analysis of a new steel bridge,» de *7th Structures in Fire*, Zurich, Suiza, 2012.
- [33] H. Zobel, W. Karwowski, M. Wrobel y P. Mossakowski, «Lazienkowski Bridge Fire in Warsaw - Structural Damage and Restoration Method,» *Archives of Civil Engineering*, vol. 62, nº 4, pp. 171-186, 2017.
- [34] V. Kodur y M. Naser, «Importance factor for design of bridges against fire hazard,» *Engineering Structures*, vol. 54, pp. 207-220, 2013.
- [35] M. Naser y V. Kodur, «A probabilistic assessment for clasification of bridges against fire hazard,» *Fire Safety Journal*, vol. 76, pp. 65-73, 2015.
- [36] V. Kodur, E. Aziz y M. Naser, «Strategies for enhancing fire performance of steel bridges,» *Engineering Structures*, vol. 131, pp. 446-458, 2017.
- [37] W. Kim, C. Jeoung, H. Gil, I. Lee, S. Yun y D. Moon, «Fire Risk Assessment for Highway Bridges in South Korea,» *Journal of the Transportation Research Board*, vol. 2551, 2016.

- [38] L. Giuliani, C. Crosti y F. Gentili, «Vulnerability of bridges to fire,» de *In Proceedings 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*, 2012.
- [39] The New York Times, «Tanker explosion shuts down Queens highway and subway,» 2006.
- [40] J. Feng y J. Cai, «Progressive collapse of cable-stayed bridges,» de *International Conference on Transportation Engineering*, Chengdu, China, 2009.
- [41] C. Noble, A. Wemhoff y L. McMichael, «Thermal-structural analysis of the MacArthur maze freeway collapse,» de *ASME 2008 Heat Transfer Summer Conference*, Jacksonville, FL, USA, 2008.
- [42] U. Bergerhausen y S. Priestaff, «Security evaluation of street bridges for fire exposure,» de *Proc. 7th Security Research Conference Future Security*, Bonn, Alemania, 2012.
- [43] Le High Valley Live, «I-81 near Harrisburg to be closed several days due to tanker truck fire,» 2013.
- [44] The Sentinel, «PennDOT: Insurance won't recoup I-81 tanker crash costs,» 2013.
- [45] Ahram Online, «One killed as section of bridge collapses in Cairo,» 2014.
- [46] Yahoo News, «Fire collapses overpass in Cairo, kills policeman,» 2014.
- [47] Los Angeles Times, «Bridge fire leaves Hesperia plan for economic boost in ashes,» 2014.
- [48] CBS Los Angeles, «Officials reopen all I-15 lanes after rancho road bridge fire,» 2014.
- [49] WSMV Channel 4, «Tanker truck driver killed in crash, explosion on I-65 in Franklin,» 2014.
- [50] The Tennessean, «I-65 lanes closed this weekend for repairs at explosion site,» 2014.
- [51] The Tennessean, «I-65 lanes to close most of next week for bridge removal,» 2014.
- [52] NVC4, «ODOT building temporary roadway after crash damage I-70,» 2015.
- [53] 10 TV, «Driver cited after tanker carrying ethanol rolls over, sparking massive fire,» 2015.
- [54] R. Romero-Villafranca y L. Zúnica-Ramajo, *Métodos Estadísticos en Ingeniería*, Universidad Politécnica de Valencia, 2005.
- [55] Stat Point Technologies Inc, «STATGRAPHICS: Centurion XVI User Manual,» 2010.
- [56] SFPE (Society of Fire Protection Engineers), *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering*, 5th ed., Springer, 2016.
- [57] P. Xanthakos, *Theory and Design of Bridges*, Wiley, 1993.
- [58] Federal Highway Administration, *Standard Plans for Highway Bridges: Volume II (Structural Steel Superstructures)*, Washington, WA, USA.: FHWA, 1982.

- [59] U. Wickström, D. Dat Duthinh y K. McGrattan, «Adiabatic Surface Temperature for Calculating Heat Transfer to Fire Exposed Structures,» de *Interflam*, 2007.
- [60] American Institute of Steel Construction, 13th Edition AISC Steel Construction Manual, Estados Unidos: AISC, 2005.
- [61] K. McGrattan, S. Hostikka, R. McDermott, J. Floyd, C. Weinschenk y K. Overholt, «Fire Dynamics Simulator: Technical reference guide Volume 3: Validation,» NIST Special Publication 1018-3, Gaithersburg, Maryland, USA, 2016.
- [62] K. McGrattan, S. Hostikka, R. McDermott, J. Floyd, C. Weinschenk y K. Overholt, «Fire Dynamics Simulator technical reference guide volume 1: Mathematical model,» NIST Special Publication 1018-1 6th edition, Gaithersburg, Maryland, USA, 2016.
- [63] European Committee for Standardization (CEN), EN 1992-1-2:2011 Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - structural fire design, Bruselas, Bélgica: European Committee for Standardization, 2011.
- [64] European Committee for Standardization (CEN), EN 1993-1-2:2011 Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-2: General rules - structural fire design, Bruselas, Bélgica: European Committee for Standardization, 2011.
- [65] European Committee for Standardization (CEN), EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-2: General actions - actions on structures exposed to fire, Bruselas, Bélgica: European Committee for Standardization, 2002.
- [66] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), LRFD Bridge design specifications, Washington D.C, Estados Unidos: AASHTO, 2012.
- [67] T. Faber, Fluid dynamics for physicists, Cambridge, UK: Cambridge University Press, 1995.
- [68] G. Taguchi, S. Chowdhury y Y. Wu, Taguchi's Quality Engineering Handbook, Hoboken, New Jersey: Wiley, 2005.
- [69] U. Wickström, «Heat transfer by radiation and convection fire testing,» *Fire and Materials*, vol. 28, pp. 411-415, 2004.
- [70] U. Wickström, R. Jansson y H. Tuovinen, «Validation fire test on using the adiabatic surface temperature for predicting heat transfer,» Boras: SP Technical Research Institute of Sweden, 2009.

ANEXO 1: TABLA DE CASOS

A continuación en la tabla siguiente se muestran todos los casos recopilados en esta tesis:

Tabla 17. Incendios en puentes recopilados. Período 1997-2015.

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
1	Riderwood	19/08/1997	Baltimore, MD, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba con Derrame	Masivo
2	NYS Thruway	09/10/1997	Yonkers, NY, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Colapso
3	Dumbarton Rail Bridge	07/01/1998	Palo Alto, CA, USA	Rural	Celosía	Madera	Provocado	-	-	Colapso
4	Chester Creek	23/05/1998	Chester Creek, PA, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba con Derrame	Masivo
5	Valdese	23/07/1998	Valdese, NC, USA	Rural	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Colapso
6	Benjamin Franklin Bridge	30/09/1998	New York, NY, USA	Urbana	Colgante	Acero	Cigarrillo	-	-	Leve
7	Overpass Cypress/Spring	16/03/1999	Spring, TX, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba	Superficial
8	RI37 Expressway	20/07/2000	Cranston, RI, USA	Rural	Vigas en I	Acero	Camión Cisterna	Jet Fuel	Debajo	Leve
9	I-285 over GA400	09/06/2001	Atlanta, GA, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
10	Denville	22/06/2001	Denville, NJ, USA	Sub-Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Pretensado	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba con Derrame	Masivo

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
11	Independance Parkway	28/12/2001	Tampa, FL, USA	Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
12	Birmingham 2002	05/01/2002	Birmingham, AL, USA	Rural	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
13	The Jeffries Ford Covered Bridge	02/04/2002	Bridgeton, IN, USA	Rural	Cubierto / Celosía	Madera	Provocado	-	-	Colapso
14	Turkey Creek Bridge	12/04/2002	Sharon Springs, KS, USA	Rural	Celosía	Madera	Frenado Tren	-	-	Colapso
15	Puyallup River	11/12/2002	Tacoma, WA, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Tren Cisterna	Metanol	Debajo	Parcial
16	Flint	30/01/2003	Flint, MI, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Propanol	Debajo	Masivo
17	Delta Covered Bridge	xx/08/2003	Delta, IA, USA	Rural	Cubierto / Celosía	Madera	Provocado	-	-	Colapso
18	Elkridge	13/01/2004	Elkridge, MD, USA	Rural	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Próximo	Superficial
19	I-75 Big slough Canal	02/02/2004	North Port, FL, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba	Parcial
20	Howard Avenue	25/03/2004	Bridgeport, CT, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Fuel Oil	Debajo	Colapso
21	Mungo River bridge	01/07/2004	Cameroon	Rural	Celosía	Acero	Camión Cisterna	Petróleo	Arriba	Colapso
22	Wielhtalbridge	26/08/2004	Gummersbach, Germany	Rural	Vigas en Cajón	Acero	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
23	Birmingham 2004	21/10/2004	Birmingham, AL, USA	Rural	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
24	Whashington County	xx/11/2004	Whashington County, OR, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Coche	-	Debajo	Leve
25	Charilaos Trikoupis Bridge	28/01/2005	Greece	Sub-Urbana	Atirantado	Acero	Rayo	-	-	Parcial

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
26	Old Bridgeton Covered Bridge	29/04/2005	Bridgeton, IN, USA	Rural	Cubierto / Celosía	Madera	Provocado	-	-	Colapso
27	Opatovice	07/05/2005	Opatovice, Republica Checa	Rural	Celosía	Acero	CarbArriba			Masivo
28	Norwalk River Bridge	12/07/2005	Ridgefield, CT, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba con Derrame	Masivo
29	Brucknen Expressway	04/10/2005	New York, NY, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Fuel Doméstico	Próximo	Superficial
30	Queensboro Bridge Oct. 2005	18/10/2005	New York, NY, USA	Urbana	Celosía	Acero	Andamios	-	-	Superficial
31	Pico Rivera	03/11/2005	Pico Rivera, CA, USA	Urbana	Celosía	Madera	Provocado			Colapso
32	Little Black River	2006	Ripley County, MI, USA	Rural	Vigas en I	Acero-Madera	Desconocido			Masivo
33	Brooklyn-Queens Expressway 06	16/01/2006	New York, NY, USA	Urbana	Vigas en I	Acero	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Colapso
34	Belle Isle	28/01/2006	Oklahoma, OK, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Camión	-	Debajo	Superficial
35	Brookside Train Trestle	23/05/2006	Brookside, AL, USA	Rural	Celosía	Madera	Forestal	-	-	Colapso
36	Bill Williams Bridge	28/07/2006	Parker, AZ, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Camión Cisterna	Diesel	Arriba con Derrame	Leve
37	Norfolk Southern Train	20/10/2006	New Brighton, PA, USA	Rural	Celosía	Acero	Tren Cisterna	Etanol	Arriba con Derrame	Parcial

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
38	Mezcala	17/03/2007	Guerrero, Mexico	Rural	Atirantado	Acero	Camión		Arriba	Parcial
39	St. Petersburg	27/03/2007	St. Petersburg, FL, USA	Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Diesel	Arriba con Derrame	Masivo
40	MacArthur Maze	29/04/2007	Oakland, CA, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Colapso
41	Ethanol Baltimore	14/05/2007	Baltimore, MD, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Etanol	Arriba con Derrame	Superficial
42	Stop thirty Road	20/06/2007	Nashville, TN, USA	Rural	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Camión Cisterna	-	Debajo	Superficial
43	Tappan Zee Bridge	02/07/2007	New York, NY, USA	Urbana	Celosía	Acero	Camión	-	Arriba	Superficial
44	Autoroute N05	30/07/2007	France	-	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Coche	-	-	Superficial
45	Jeffersoncity	27/11/2007	Jeffersoncity, MO, USA	Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Próximo	Masivo
46	Regensburg	13/03/2008	Regensburg, Alemania	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Barco		Debajo	Masivo
47	Dewey Bridge Grand County	06/04/2008	Moab, UT, USA	Rural	Colgante	Madera	Provocado	-	-	Colapso
48	Big Four	07/05/2008	Louisville, KY, USA	Rural	Celosía	Acero	Problema Eléctrico	-	-	Superficial
49	Manatee	04/06/2008	Tampa, FL, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
50	160th Street Bridge	18/06/2008	Page County, IA, USA	Rural	Celosía	Madera	Forestal	-	-	Colapso
51	Eko Bridge	11/07/2008	Nigeria	Sub-Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Pretensado	Camión	-	Arriba	Leve

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
52	Brooklyn-Queens Expressway 08	06/10/2008	New York, NY, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión	-	Debajo	Superficial
53	Dallas	13/10/2008	Dallas, TX, USA	Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
54	Gudgeonville Covered Bridge	08/11/2008	Girard, PA, USA	Rural	Cubierto / Celosía	Madera	Provocado	-	-	Colapso
55	Viaducto sobre el barranco Cotubro	19/11/2008	Almuñecar, España	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Camión	-	Arriba	Superficial
56	Hedong Cable-Stayed	26/12/2008	China	Sub-Urbana	Atirantado	Acero	Otros			Superficial
57	Patullo Bridge	18/01/2009	Surrey, Brithish Columbia, Canada	Urbana	Celosía	Madera	Almacenaje	Vagabundos	Debajo	Masivo
58	Throgs Neck Bridge	10/07/2009	New York, NY, USA	Urbana	Colgante	Acero	Andamios	-		Superficial
59	Hazel Park	15/07/2009	Detroit, MI, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Colapso
60	Manhattan Bridge	07/08/2009	New York, NY, USA	Urbana	Colgante	Acero	Camión	Basura	Arriba	Superficial
61	Sunnyside	21/08/2009	Yakima County, WA, USA	Rural	Vigas en I	Madera	Forestal			Colapso
62	Gaojiahuayuan Bridge	03/09/2009	China	-	Vigas en Cajón	Hormigón Pretensado	Trabajos de Mantenimiento			Masivo
63	California Avenue Overpass	11/09/2009	Spartanburg, SC, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión	-	Debajo	Superficial
64	Indianapolis	22/09/2009	Indianapolis, IN, USA	Rural	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	GPL	Debajo	Leve
65	Port St. Lucie	07/01/2010	Port St. Lucie, FL, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Camión	Neumáticos	Debajo	Leve
66	Atterbury Bridge	10/03/2010	Johannesbourg, South Africa	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión	-	Debajo	Leve

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
67	Brooklyn Bridge Mar. 10	14/03/2010	New York, NY, USA	Urbana	Colgante	Acero	Coche	-	Arriba	Superficial
68	Jose Urquiza	29/03/2010	Entre Rios, Argentina	Rural	Atirantado	Acero	Camión	Neumáticos	Arriba	Parcial
69	Ballard bridge	05/05/2010	Seattle, WA, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Almacenaje	-	Debajo	Superficial
70	Frankenlust township bridge	21/06/2010	Frankenlust, MI, USA	Rural	Celosía	Madera	Provocado	-	-	Masivo
71	Guokeng Town	26/06/2010	China	Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
72	Puente de Ventas	11/08/2010	Madrid, España	Urbana	Vigas en Cajón	Mixto	Almacenaje	-	Debajo	Superficial
73	Dismal Bridge	10/09/2010	Alexandria, Tenesee, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Armado	Almacenaje	Debris		Parcial
74	Eastex Freeway with North Loop	12/09/2010	Houston, TX, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba	Leve
75	Harlem River Bridge	20/09/2010	New York, NY, USA	Urbana	Celosía	Acero	Problema Eléctrico	-	-	Superficial
76	Puente del desdoblamiento	06/03/2011	Ceuta, España	Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Almacenaje	-	Debajo	Superficial
77	Gilmore Bridge	18/03/2011	Cambridge, MA, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Almacenaje	-	-	Superficial
78	i-30 in forth worth	28/03/2011	Forth Worth, TX, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba with	Masivo
79	Highway M1	18/04/2011	Mill Hill, London, UK	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Almacenaje	-	Debajo	Parcial
80	Xupu Bridge	03/05/2011	China	Sub-Urbana	Atirantado	Acero	Camión Cisterna		Arriba	Superficial

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
81	Vaughan	09/05/2011	Vaughan, Ontario, Canada	Rural	Vigas en I	Hormigón Armado	Coche		Debajo	Superficial
82	Yuqing Bridge	28/05/2011	China	Rural	Celosía	Madera	Provocado			Colapso
83	Lower Nazareth	31/05/2011	Lower Nazareth, PA, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Coche		Debajo	Superficial
84	Lime Kiln Overpass	07/06/2011	Louisville, KY, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Agua Séptica	Debajo	Leve
85	Caogou Bridge	02/08/2011	China	-	Vigas en Cajón	Hormigón Pretensado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
86	Auburn	09/09/2011	Auburn, WA, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Coche		Debajo	Superficial
87	Puente sobre el canal de Castilla	27/09/2011	Palencia, España	Rural	Arco	Acero	Camión	-	Arriba	Leve
88	Rosario	15/10/2011	Rosario, Argentina	Rural	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Aceite de Cocina	Debajo	Leve
89	Vladivostok	12/12/2011	Vladivostok, Russia	Urbana	Atirantado	Acero	Andamios			Leve
90	Montebello	14/12/2011	Montebello, CA, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
91	Dormagen	14/02/2012	Dormagen, Germany	Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Almacenaje	Plástico	Debajo	Masivo
92	Fallriver	20/02/2012	Fallriver, MA, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión	-	Arriba	Masivo
93	Burbank	08/04/2012	Burbank, CA, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Superficial
94	Brooklyn Bridge Jun. 12	01/06/2012	New York, NY, USA	Urbana	Colgante	Acero	Coche	-	Arriba	Superficial
95	A7 in Elche	21/06/2012	Elche, España	Rural	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Camión	-	Arriba	Superficial

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
96	Robbinsville	03/10/2012	Robbinsville, NJ, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Diesel	Debajo	Leve
97	Pont du Mathilde	29/10/2012	Rouen, France	Urbana	Vigas en Cajón	Mixto	Camión Cisterna	Diesel	Arriba con Derrame	Masivo
98	Puente de Ventas	21/11/2012	Madrid, España	Urbana	Vigas en Cajón	Mixto	Almacenaje	-	Debajo	Superficial
99	Queensboro Bridge Jan. 2013	09/01/2013	New York, NY, USA	Urbana	Celosía	Acero	Coche	-	Debajo	Superficial
100	Puente Santa Rosa	24/01/2013	Lima, Peru	Urbana	Vigas en I	Mixto	Problema Eléctrico	-	-	Leve
101	North Little Rock	07/03/2013	North Little, AK, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión	-	Debajo	Leve
102	Queensboro Bridge Apr. 2013	08/04/2013	New York, NY, USA	Urbana	Celosía	Acero	Camión Cisterna	Oxígeno	Arriba	Superficial
103	Millersville	30/04/2013	Millersville, TN, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión	Pellets de sílice	Próximo	Superficial
104	Harrisburg (1)	09/05/2013	Harrisburg, PA, USA	Rural	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Diesel	Debajo	Masivo
105	Harrisburg (2)	09/05/2013	Harrisburg, PA, USA	Rural	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Diesel	Arriba	Parcial
106	Viaduct San Saba	19/05/2013	San Saba, TX, USA	Rural	Celosía	Madera	DescArribaocido	-	-	Colapso
107	Brooklyn Bridge Jul. 13	03/07/2013	New York, NY, USA	Urbana	Colgante	Acero	Coche	-	Arriba	Superficial
108	Whites Bridge	07/07/2013	Smyrna, MI, USA	Rural	Cubierto / Celosía	Madera	Provocado	-	-	Colapso
109	Elysian Park	13/07/2013	Glendale, CA, USA	Sub-Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Parcial

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
110	Castellammare di Stabia	14/07/2013	Castellammare di Stabia, Italia	Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Almacenaje	-	Debajo	Superficial
111	Bay Bridge	05/08/2013	San Francisco, CA, USA	Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Pretensado	Camión	Comestibles	Arriba	Superficial
112	Puente del Arenal	07/08/2013	Cordoba, España	Urbana	Vigas en Cajón	Mixto	Almacenaje	Residuos forestales	Debajo	Leve
113	Queensboro Bridge Aug. 2013	16/08/2013	New York, NY, USA	Urbana	Celosía	Acero	Camión	-	Debajo	Leve
114	Queensboro Bridge Sep. 2013	02/09/2013	New York, NY, USA	Urbana	Celosía	Acero	Camión	-	Debajo	Superficial
115	Commerce	27/10/2013	Commerce, CA, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Crude Oil	Arriba con Derrame	Leve
116	James Street Swing Bridge	29/10/2013	Thunder Bay, Canada	Sub-Urbana	Celosía	Acero	Desconocido			Parcial
117	Sweetwater	01/11/2013	Sweetwater, TX, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Pretensado	Camión		Arriba	Superficial
118	Pasarela F1	11/11/2013	Valencia, España	Sub-Urbana	Celosía	Acero	Almacenaje			Superficial
119	Fengyu	27/11/2013	Chongqing, China	Sub-Urbana	Cubierto / Celosía	Madera	Desconocido			Colapso
120	Sanguenay's Dubuc Bridge	09/12/2013	Sanguenay, Montreal, Canada	Sub-Urbana	Vigas en Cajón	Acero	Andamios		Debajo	Leve
121	Valdosta	29/12/2013	Valdosta, GA, USA	Rural	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión	Comestibles	Debajo	Superficial
122	Davison Township	02/01/2014	Davison Township, MI, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Crude Oil	Debajo	Superficial

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
123	Spilimbergo	14/01/2014	Córdoba, Argentina	Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Diesel	Debajo	Leve
124	El Cairo	11/02/2014	El Cairo, Egipto	Urbana	Vigas en I	Acero	Explosión Gas		Debajo	Colapso
125	Belle Vernon Bridge	31/03/2014	Belle Vernon, PA, USA	Sub-Urbana	Arco	Acero	Camión		Arriba	Superficial
126	Grand Rapids	03/04/2014	Grand Rapids, MI, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Coche		Debajo	Superficial
127	Zakim Bridge	21/04/2014	Boston, MA, USA	Urbana	Atirantado	Acero	Camión	Comestibles	Arriba	Superficial
128	Hesperia	05/05/2014	Hesperia, CA, USA	Rural	Vigas en I	Acero	Andamios			Colapso
129	West Werkeley	07/05/2014	West Berkely, CA, USA	Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Pretensado	Almacenaje	Vagabundos	Debajo	Superficial
130	Chesapeake Bay	19/05/2014	Sandy Point, MD, USA	Sub-Urbana	Celosía	Acero	Camión		Arriba	Superficial
131	General W.K. Wilson Jr. Bridge	22/05/2014	Baldwin County, Alabama, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Acero	Camión	Petróleo	Arriba	Leve
132	Bartow	22/07/2014	Bartow, West Virginia, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Diesel	Arriba	Leve
133	Bayway ramp	31/07/2014	Mobile, Alabama, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Diesel	Arriba	Leve
134	Pulaski Skyway	15/08/2014	Jersey, New Jersey, USA	Sub-Urbana	Celosía	Acero	Otros			Superficial
135	Franklin (I)	15/08/2014	Franklin, Tenesee, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
136	Franklin (II)	15/08/2014	Franklin, Tenesee, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Debajo	Masivo
137	I-76, Ohio	11/10/2014	Norton, Ohio, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión		Debajo	Superficial

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
138	Ibadan	12/10/2014	Ibadan, Nigeria	Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Pretensado	Camión Cisterna		Próximo	Superficial
139	Hagerstown	17/10/2014	Hagerstown, Maryland, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión	Papel	Debajo	Leve
140	Delville Covered Bridge	03/11/2014	Wheatfield Township, Pennsylvania, USA	Rural	Celosía	Madera	Provocado			Masivo
141	Papamoa Bridge	21/11/2014	Papamoa, New Zealand	Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Pretensado	Almacenaje	Plástico	Debajo	Masivo
142	I-65 Franklin	28/12/2014	Franklin, Tennessee, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión		Debajo	Superficial
143	Route 10, LA	13/01/2015	East Los Angeles, California, USA	Sub-Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Camión		Debajo	Superficial
144	I-30, Macarthur boulevard	10/02/2015	Dallas, TX, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Camión	Espuma de Poliestireno	Debajo	Masivo
145	Lazienkowski Bridge	16/02/2015	Warsaw, Poland	Urbana	Vigas en Cajón	Acero	Almacenaje	Madera	Debajo	Masivo
146	Walt Whitman	07/03/2015	New Jersey, USA	Sub-Urbana	Colgante	Acero	Coche		Arriba	Superficial
147	annapolis	01/04/2015	Annapolis, Baltimore, USA	Urbana	Vigas en I	Mixto	Almacenaje	Vagabundos		Superficial
148	Ambassador Bridge	15/04/2015	Detroit, MI, USA	Sub-Urbana	Celosía	Acero	Camión		Arriba	Superficial
149	Detroit	26/05/2015	Detroit, MI, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Gasolina	Arriba	Leve
150	M4 Sudáfrica	05/06/2015	Kwazulu-Natal, Sudáfrica	Urbana	Vigas en I	Hormigón Armado	Almacenaje	Madera		Leve

Código	Nombre Identificativo	Fecha	Localización	Área	Sistema Estructural	Material	Causa Incendio	Combustible	Posición	Daño
151	Coronado Bridge	05/06/2015	San Diego, California, USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Coche		Arriba	Superficial
152	I-270/I-70	01/07/2015	Columbus, Ohio, USA	Sub-Urbana	Vigas en Cajón	Hormigón Armado	Camión Cisterna	Etanol	Debajo	Masivo
153	East London	01/07/2015	Londres, Gran Bretaña	Urbana	Vigas en Cajón	Acero	Almacenaje	Coches y Neumáticos		Superficial
154	Meriden	13/07/2015	Meriden, Connecticut. USA	Sub-Urbana	Vigas en I	Mixto	Camión Cisterna	Aceite de Cocina	Debajo	Leve

ANEXO 2: SUPERFICIE ADIABÁTICA

INTRODUCCIÓN

Según indica Ulf Wickström [41, 52, 53] la utilidad de la superficie adiabática no es otra que la de ejercer de interfaz entre el modelo de incendio y el modelo estructural. Los dos problemas fundamentales de cara a enlazar ambos modelos son las diferentes escalas utilizadas y las distintas hipótesis asumidas en cuanto respecta a las condiciones de contorno.

Un entendimiento básico y común de la transferencia de calor a los sólidos es muy importante para el avance de la ingeniería de la seguridad contra incendios en áreas tales como la predicción de las temperaturas y de la capacidad estructural así como el comportamiento frente al fuego de materiales reales.

El nuevo concepto de temperatura de la superficie adiabática se introduce como un medio práctico para expresar la exposición térmica de una superficie.

Los modelos de incendio típicamente predicen el flujo de calor a las superficies sólidas relativamente simples; en cambio, los modelos térmicos/estructurales asumen temperaturas globales del gas que envuelve un modelo bastante detallado como una viga o un pilar.

TEORÍA BÁSICA

El calor es transmitido a través de las llamas y de los gases calientes a las superficies sólidas vía radiación y convección. Las dos contribuciones forman el flujo neto total de calor, q''_{tot} :

$$q''_{tot} = q''_{rad} + q''_{con} \quad [II.1]$$

El término de radiación que se ve en la ecuación es la diferencia entre la radiación incidente en la superficie y la radiación emitida por esta. El calor transmitido a través de las superficies se desprecia, y no se tiene en cuenta la influencia de diferentes longitudes de onda. Así, como la capacidad de absorción y la emisividad son iguales, el calor neto recibido por la superficie puede ser escrito como:

$$q''_{rad} = \varepsilon * (q''_{inc} - \sigma * T_s^4) \quad [II.2]$$

Donde q''_{inc} es la radiación incidente, σ es la constante de Stefan Boltzmann, y T_s es la temperatura de la superficie. La emisividad ε , es una propiedad del material de la superficie. Dado que los incendios se caracterizan por distribuciones de temperatura no homogéneas, la radiación incidente debería incluir las contribuciones de las llamas cercanas, gases calientes y superficies, en cuyo caso la radiación incidente puede ser escrita como la suma de las contribuciones de todas las radiaciones cercanas:

$$q''_{inc} = \sum_i \varepsilon_i * F_i * \sigma * T_i^4 \quad [II.3]$$

Aquí ε_i es la emisividad de la llama o superficie i . F_i y T_i son el factor de vista y la temperatura respectivamente. Para obtener la radiación incidente utilizando esta ecuación en general es muy complicado, pero los modelos actuales de generación de incendios tienen varios algoritmos para el cálculo de la misma.

El flujo de calor por convección depende de la diferencia entre la temperatura del gas y de la temperatura de la superficie. Esta es asumida proporcional a esta diferencia y se escribe:

$$q''_{con} = h * (T_g - T_s) \quad [II.4]$$

Donde h , es el coeficiente de transferencia de calor y T_g es la temperatura del gas adyacente a la superficie expuesta.

Teniendo en cuenta los aspectos anteriores, el flujo neto total se puede expresar:

$$q''_{tot} = \varepsilon * (q''_{inc} - \sigma * T_s^4) + h * (T_g - T_s) \quad [II.5]$$

Considerando la superficie como un aislador perfecto expuestos a las mismas condiciones de calentamiento como la superficie real. Su temperatura se refiere como la temperatura de la superficie adiabática (AST). El flujo total de calor neto a esta superficie ideal es, por definición es cero, por lo tanto:

$$0 = \varepsilon * (q''_{inc} - \sigma * T_{AST}^4) + h * (T_g - T_{AST}) \quad [II.6]$$

Numéricamente, la temperatura de la superficie adiabática es un valor muy útil porque proporciona una interfaz natural entre el fuego y los modelos estructurales. En los modelos de fuego se calculan las temperaturas envueltas en las superficies pero sin entrar en detalle en la descripción de los objetos sólidos. Para utilizar los resultados de un modelo de fuego en un modelo estructural la forma más lógica es a través del flujo de calor, pero aplicar esto, tiene dos problemas:

- 1) El flujo de calor es dependiente de la temperatura de la superficie
- 2) Muchos programas se basan en la temperatura del gas y no en la introducción de un flujo de calor.

La solución a estos dos problemas es utilizar la temperatura de la superficie adiabática AST como intermediario entre los modelos de fuego y los modelos estructurales.

Tenga en cuenta que en el modelo de fuego no es necesario hacer ninguna suposición en el cálculo de la radiación incidente. La ecuación II.6 solo sirve como definición de la temperatura de la superficie adiabática, pero no implica que el modelo de fuego calcule el flujo de calor de alguna forma particular. Lo más importante, es que no implica que el modelo de fuego utilice un coeficiente de transferencia de calor fijo, h . Los valores de las temperaturas adiabáticas T_{AST} se almacenan en un archivo de acuerdo con los incrementos tanto de longitud como de tiempo especificados por el usuario en la aplicación.

Para el modelo estructural (SM) el flujo de calor se calcula en base a las condiciones de incendio computado por el modelo de fuego y la temperatura de superficie calculada por el modelo estructural.

$$q''_{tot,SM} = \varepsilon * (q''_{inc,FM} - \sigma * T_{s,SM}^4) + h * (T_{g,FM} - T_{s,SM}) \quad [II.7]$$

Ahora restando la ecuación 6.7 con la 6.6, el flujo total neto de la superficie puede ser escrito como:

$$q''_{tot,SM} = \varepsilon\sigma(T_{AST}^4 - T_{s,SM}^4) + h * (T_{AST} - T_{s,SM}) \quad [II.8]$$

Nótese aquí que la temperatura de la superficie adiabática es interpretado por el modelo estructural como una temperatura efectiva de radiación del cuerpo negro para el propósito de calcular la radiación incidente y como es la misma temperatura del gas para el propósito de calcular el flujo de calor por convección. También puede ser visto como una temperatura ficticia, solo se utiliza comúnmente para calcular tanto la transferencia de calor por radiación como la de convección.

UTILIDAD DE LA SUPERFICIE ADIABÁTICA

Se consigue una interfaz entre los modelos de fuego y estructural sencilla constituida únicamente de temperaturas adiabáticas.

Se evita tener que introducir las temperaturas en el contorno, además de los flujos de calor, puesto que estos últimos se obtienen indirectamente en el modelo estructural mediante las temperaturas en la superficie adiabática y las temperaturas en el contorno del material (ecuación II.8).

Se elimina la necesidad a su vez de asumir un valor de coeficiente de convección y de introducir características de los materiales en el modelo de incendio (FDS) evitando a su vez la obtención de temperaturas mediante un modelo de transmisión de calor en sólidos unidimensional.

ANEXO 3: JUSTIFICACIÓN DE IMPACTO

A continuación se muestra la justificación del índice de impacto de las publicaciones publicadas en esta tesis a partir del “*Journal of Citation Reports*”:

Revista Informes de la Construcción (Q4):

Peris-Sayol G, Alós-Moya J, Payá-Zaforteza I, Hospitaler-Pérez A. (2014). “*Estudio paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales*”. *Informes de la Construcción*, Vol 66, EXTRA-1. DOI:10.3989/ic.13-077

En el año 2014, año en el que se publicó el artículo el percentil medio del Journal Impact Factor de la revista era de 11.017, lo que supone que la revista se encuentra en el cuarto cuartil (Q4).

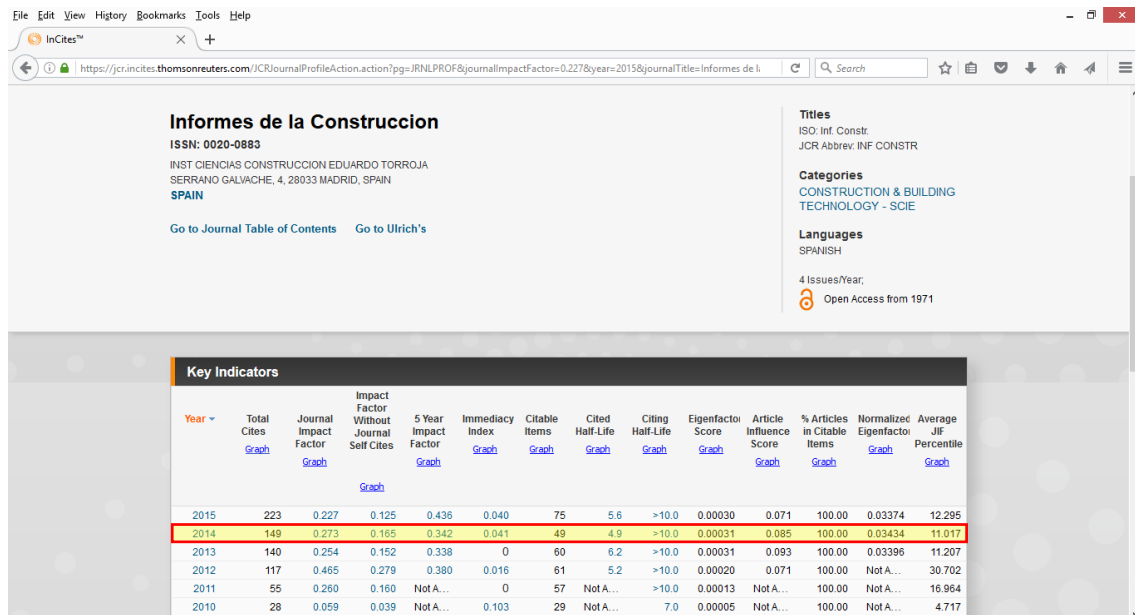


Figura 62. Índices de impactos para la revista *Informes de la Construcción*.

Revista Computers & Structures (Q1):

Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2015). “*Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios*”. *Computers & Structures*, Volume 158, (1 October 2015), Pages 333–345. DOI:10.1016/j.compstruc.2015.06.003

En el año 2015, año en el que se publicó el artículo el percentil medio del Journal Impact Factor de la revista era de 84.787, lo que supone que la revista se encuentra en el primer cuartil (Q1).

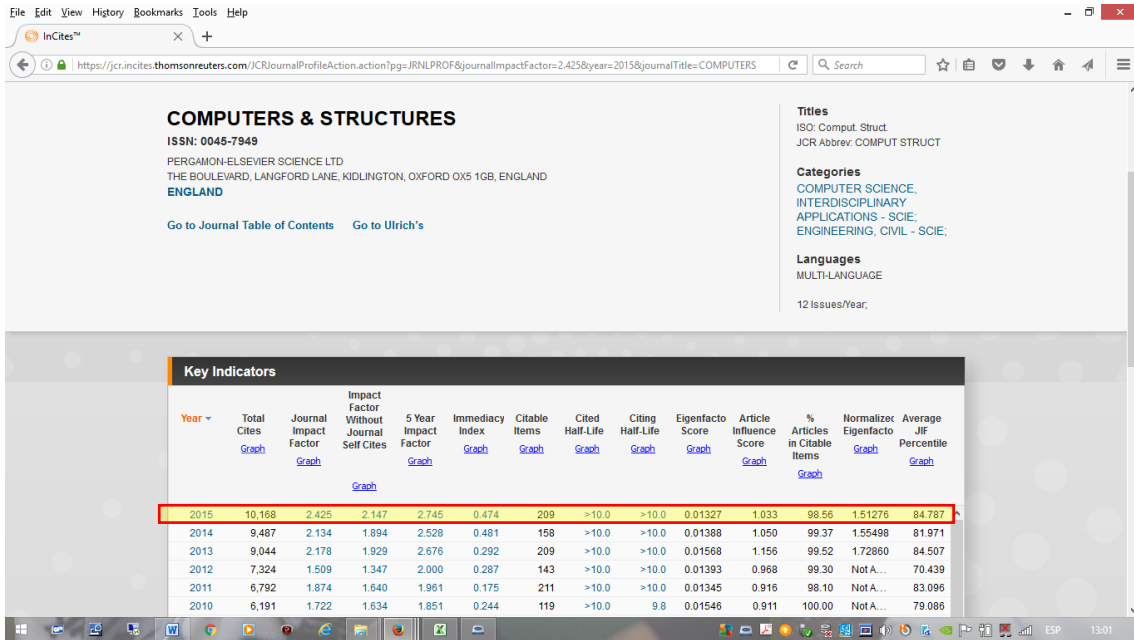


Figura 63. Índices de impactos para la revista Computers and Structures.

Revista ASCE Journal of Performance and Constructed Facilities (Q3):

Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2016). "Detailed Analysis of the Causes of Bridge fires and Their Associated Damage Levels". ASCE Journal of Performance and Constructed Facilities. Volume accepted. DOI:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000977.

No existe información acerca del índice de impacto del año 2016, pero teniendo la información relativa al año 2015 donde el percentil medio del Journal Impact Factor de la revista es de 43.745, podemos asumir que la revista se encuentra en el tercer cuartil (Q3).

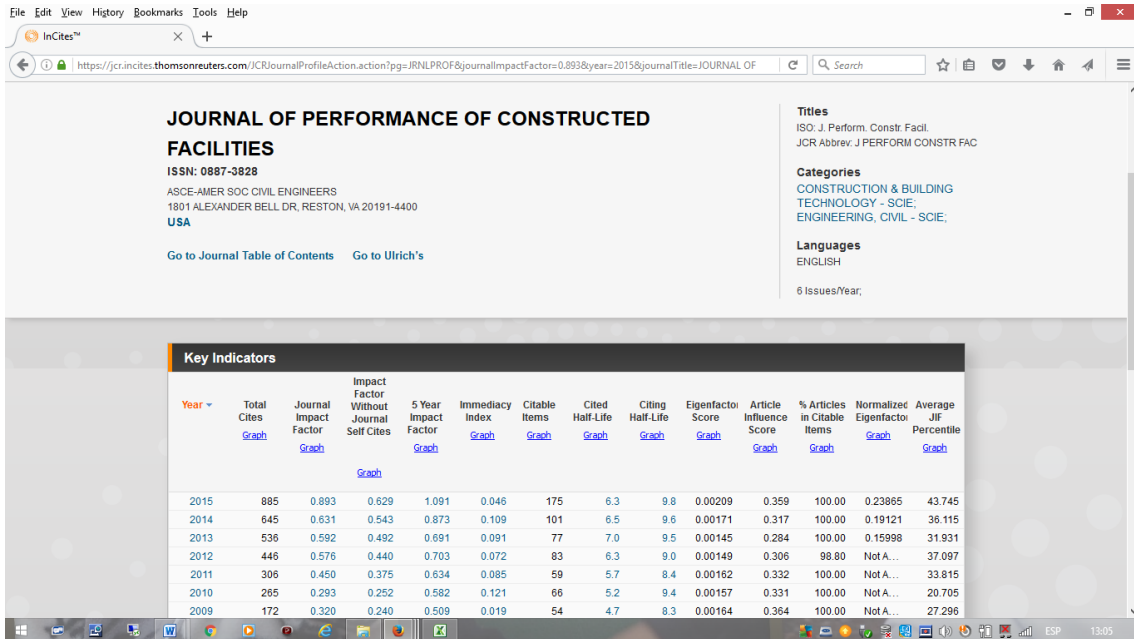


Figura 64. Índices de impactos para la revista Journal of Performance of Constructed Facilities.

ANEXO 4: CARTAS DE ACEPTACIÓN

A continuación se muestra la autorización del director de la tesis para presentación de tesis mediante compendio de artículos y las cartas de aceptación de las tres publicaciones de las cuales se basa esta tesis.

Don Ignacio Payá-Zaforteza
Universitat Politècnica de València

Ref.: IC-13-077-MME

Madrid, 18 de marzo de 2014

Por la presente se hace constar que el artículo titulado **Estudio paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales**, firmado por Guillem Peris-Sayol, José Alós-Moya, Ignacio Payá-Zaforteza y Antonio Hospitaler-Pérez, identificado como "IC-13-077-MME" y enviado a nuestra revista el día 02/07/2013 ha sido aceptado para su publicación en **INFORMES DE LA CONSTRUCCIÓN**, y será editado en un próximo número de acuerdo a lo que decida el Consejo de Redacción.

A partir de este año 2014, al igual que el resto de revistas científicas del Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC), se distribuirá en formato on-line, por lo que la publicación en papel dependerá únicamente de la financiación externa de cada número.

La revista Informes de la Construcción, con ISSN 0020-0883, se publica trimestralmente en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc), centro perteneciente al CSIC. Cuenta con más de 530 números, dedicados a temas relacionados con la construcción, y desde el año 1975 hasta el último número pueden consultarse en la siguiente página web:

<http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>

Nuestra revista aparece en diferentes bases de datos y ha sido seleccionada por Scopus y Thomson-Reuters para ser indizada y sus resúmenes publicados, entre otros, en los siguientes índices:

- › Science Citation Index Ampliado (SciSearch)
- › Journal Citation Reports/Edición científica
- › Avery index to architectural periodicals
- › Iconda
- › Scopus
- › Latindex

En enero de 2012 recibió la calificación de EXCELENTE para la certificación de la Fundación Española para la Ciencia y la Tecnología (FECYT).

Un atento saludo,



Ignacio Oteiza
Director de la Revista



M. Dolores G. Pulido
Coordinadora del Monográfico "Modelos Mecánicos en la Ingeniería Estructural"
Revista Informes de la Construcción



Guillem Peris <guillemperis@gmail.com>

Your Submission CAS-D-14-00912R1

Computers & Structures <cas@elsevier.com>

9 de junio de 2015, 23:47

Para: igpaza@cst.upv.es

Cc: guipesa2@upv.es, joalmo11@upv.es, ahospitaler@cst.upv.es

Ms. Ref. No.: CAS-D-14-00912R1

Title: Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios
Computers and Structures

Dear Dr. Paya-Zaforteza,

I am pleased to inform you that your paper "Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios" has been accepted for publication in Computers and Structures.

Below are comments from the editor and reviewer(s).

When your paper is published on ScienceDirect, you want to make sure it gets the attention it deserves. To help you get your message across, Elsevier has developed a new, free service called AudioSlides: brief, webcast-style presentations that are shown (publicly available) next to your published article. This format gives you the opportunity to explain your research in your own words and attract interest. You will receive an invitation email to create an AudioSlides presentation shortly. For more information and examples, please visit <http://www.elsevier.com/audioslides>.

Thank you for submitting your work to Computers and Structures.

Yours sincerely,

B.H.V. Topping
Editor
Computers and Structures

For further assistance, please visit our customer support site at <http://help.elsevier.com/app/answers/list/p/7923>
Here you can search for solutions on a range of topics, find answers to frequently asked questions and learn more about EES via interactive tutorials. You will also find our 24/7 support contact details should you need any further assistance from one of our customer support representatives.



Guillem Peris <guillemperis@gmail.com>

Decision on Manuscript MS CFENG-1506R3 - [EMID:14f9616d1e0167ee]

1 mensaje

J. of Performance of Constructed Facilities <em@editorialmanager.com> 15 de septiembre de 2016, 15:52
Responder a: "J. of Performance of Constructed Facilities" <journal-submissions3@asce.org>
Para: guipesa2@upv.es

You are being carbon copied ("cc:'d") on an e-mail "To" "Ignacio Paya-Zaforteza" igpaza@cst.upv.es
CC: guipesa2@upv.es, sbalasch@upv.es, joalmo11@upv.es

Ref.: Ms. No. CFENG-1506R3
Detailed analysis of the causes of bridge fires and their associated damage levels
Guillem Peris-Sayol; Ignacio Paya-Zaforteza, Ph.D.; Sebastià Balasch-Parisi, Ph.D.; Jose Alós-Moya

Dear Dr. Paya-Zaforteza,

Your Technical Paper, listed above, has been accepted for publication in ASCE's Journal of Performance of Constructed Facilities.

Your manuscript will now be forwarded to a Production Editor who will prepare it for publication. You will be notified of a publication date once your paper has been schedule for an issue.

Finally, our editors have requested that authors of accepted manuscripts serve as reviewers for Journal of Performance of Constructed Facilities. If you are not already a reviewer for the journal and are willing to serve as a reviewer, please reply to this email and let me know.

Thank you for submitting your work to ASCE's Journal of Performance of Constructed Facilities.

Sincerely,

Candice Gooch
Editorial Coordinator

ANEXO 5: ARTÍCULOS

A continuación se presentan los tres artículos publicados de los que forma parte esta tesis en su versión de autor:

- i. Peris-Sayol G, Alós-Moya J, Payá-Zaforteza I, Hospitaler-Pérez A. (2014). *“Estudio paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales”*. Informes de la Construcción, Vol 66, EXTRA-1. DOI:10.3989/ic.13-077
- ii. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2015). *“Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios”*. Computers & Structures, Volume 158, (1 October 2015), Pages 333–345. DOI:10.1016/j.compstruc.2015.06.003
- iii. Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2016). *“Detailed Analysis of the Causes of Bridge fires and Their Associated Damage Levels”*. ASCE Journal of Performance and Constructed Facilities. Volume accepted. DOI:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000977.

Peris-Sayol G, Alós-Moya J, Payá-Zaforteza I, Hospitaler-Pérez A. (2014)

“Estudio Paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales”.

Informes de la Construcción, Vol-66, EXTRA-1



Estudio paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales

A parametric study on the thermo-mechanical response of a multi-girder steel bridge submitted to real fires

G. Peris-Sayol^(*), J. Alós-Moya^(*), I. Payá-Zaforteza^(*), A. Hospitaler-Pérez^(*)

RESUMEN

La respuesta de los puentes frente al fuego es un tema poco estudiado y ausente de las normativas actuales a pesar de la frecuencia y consecuencias de los incendios en puentes. Por ello, este artículo analiza la respuesta de un puente metálico multijácena ante incendios reales provocados por un camión cisterna. Para ello se realizan primeramente modelos de incendio del puente y su entorno con técnicas de Dinámica de Fluidos Computacional y luego análisis termo-estructurales no lineales de las vigas más afectadas por el fuego. El estudio analiza aspectos de modelización numérica y la influencia de la posición del camión y la existencia de derrames de combustible. Los resultados son de interés para ingenieros e investigadores y muestran (a) la importancia de considerar condiciones reales de incendio y no modelos simplificados y (b) la necesidad de desarrollar herramientas específicas para el proyecto de puentes frente al fuego.

Palabras clave: Fuego; puente; Dinámica de Fluidos Computacional; CFD; diseño basado en prestaciones.

ABSTRACT

Bridge fire response is a barely studied topic not covered in current design codes despite the frequency and consequences of this kind of events. Within this context, this paper analyzes the response of a multi-girder steel bridge in real fires caused by a tanker. To reach this goal, fire models of the bridge and its surroundings are done using Computer Fluid Dynamics (CFD) techniques, and then an uncoupled thermo-mechanical analysis of the most fire affected bridge girders is carried out. The study analyzes modeling features as well as the influence of the position of the tanker and the existence of gas spills. Results are interesting for both researchers and engineers and show (a) the importance of considering real fires and not simplified models, and (b) the need to develop a performance based approach specific to bridge fire design.

Keywords: Fire; bridge; Computer Fluid Dynamics; CFD; performance based approach.

(*) ICITECH - Universitat Politècnica de València, (España).

Persona de contacto/Corresponding author: igpaza@upv.es (I. Payá-Zaforteza)

Cómo citar este artículo/Citation: Peris-Sayol, G., Alós-Moya, J., Payá-Zaforteza, I., Hospitaler-Pérez, A. (2014). Estudio paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales. *Informes de la Construcción*, 66(EXTRA-1): m002, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.077>.

Licencia / License: Salvo indicación contraria, todos los contenidos de la edición electrónica de *Informes de la Construcción* se distribuyen bajo una licencia de uso y distribución Creative Commons Reconocimiento no Comercial 3.0. España (cc-by-nc).

1. INTRODUCCIÓN

Los puentes son elementos críticos de las infraestructuras de transporte cuyo colapso o deterioro puede tener grandes repercusiones económicas y sociales. Para minimizar la probabilidad de que estos eventos puedan suceder, las diferentes normativas –véase por ej. (1) (2)– definen las acciones o cargas a tener en cuenta en su diseño. En este contexto, acciones extraordinarias como el sismo, el viento o la socavación de la cimentación han sido muy investigadas en el pasado –véase por ej. (3)– y están ampliamente recogidas en las normativas actuales. En cambio, estas normativas no indican nada sobre cómo proteger o diseñar un puente frente al fuego. Así, normas relativas al diseño frente al fuego como la parte 1-2 del Eurocódigo 1 (4) describen las acciones térmicas y mecánicas para el proyecto de edificios y por lo tanto excluyen los puentes. Por su parte, las normas de acciones en puentes como el Eurocódigo 1 parte 2 (2) especifican aspectos como las sobrecargas de uso, pero no indican cómo considerar el fuego en el proyecto o evaluación estructural de un puente. Análogamente, la comunidad científica ha prestado mucha más atención a los efectos del fuego en los edificios –véase por ej. (5) (6) (7) (8)– que a los efectos del fuego en los puentes como demuestran Garlock *et al.* (9).

Este vacío contrasta con la importancia del fuego en los puentes evaluada por el número y consecuencias de los incidentes ocurridos en el pasado. Así, una encuesta realizada por el Departamento de Transportes del Estado de Nueva York de los Estados Unidos (10) reveló que el fuego fue la quinta causa de colapsos de puentes en este país, por delante de eventos como el sismo. Las consecuencias de un incendio en un puente son ilustradas por el colapso del Intercambiador Mc Arthur en Oakland, California, tras el incendio causado por el vuelco de un camión cisterna el 29 de abril del año 2007 (Figura 1). La reparación del puente costó 9 millones de dólares, pero más importantes aun fueron los costes generados en el área de la Bahía de San Francisco por el cierre del intercambiador que se estimaron en 6 millones de dólares por día de cierre. Otro ejemplo ilustrativo es el del incendio de un puente en las proximidades de Robbinsville (Nueva Jersey, USA) el 3 de octubre de 2012. En este caso el puente no colapsó, pero el accidente produjo el cierre de más de 73 km de una de las autopistas más importantes de los Estados Unidos, alteraciones de tráfico en tres estados norteamericanos e interrupciones del tráfico durante seis semanas (11). Una completa revisión bibliográfica sobre los efectos del fuego en puentes, incidentes ocurridos y estudios previos en el tema puede encontrarse en Garlock *et al.* (9) y Payá-Zaforteza *et al.* (12).



Figura 1. Imagen aérea del estado en que quedó el Intercambiador Mc Arthur en Oakland tras el incendio sufrido el 29 de abril del año 2007. Fotografía de Robert Campbell usada con su permiso.

En este artículo se emplean modelos numéricos para estudiar la respuesta de un puente metálico ante diferentes escenarios reales de incendios causados por camiones cisterna que transportan combustibles. El puente analizado se describe en el apartado 2 del artículo, mientras que en el apartado 3 se presentan las diferentes posiciones del camión cisterna que definen potenciales escenarios de fuego y las técnicas de Dinámica de Fluidos Computacional (*Computer Fluid Dynamics*, CFDs) empleadas para simular el incendio y obtener las temperaturas en el gas alrededor del puente. Estas temperaturas son el punto de partida de un análisis termo-estructural desacoplado presentado en el apartado 4 que considera las no linealidades geométricas y del material.

Los resultados de este análisis se presentan en el apartado 4.6 y son comparados con un modelo de calentamiento estandarizado (curva de hidrocarburos aplicada de forma uniforme en toda la longitud del puente) empleado por Payá-Zaforteza y Garlock (13) que no se corresponde con una situación real de incendio. La comparación de resultados permite analizar la precisión y seguridad obtenidas al emplear la curva de hidrocarburos (un fuego simplificado) en lugar de modelos de cálculo basados en el uso de CFDs. Además, el estudio analiza la influencia de diferentes parámetros como la discretización de la carga de fuego, la posición del camión que causa el incendio y la existencia de derrames de combustible. Por todo ello, el trabajo que se presenta aquí tiene un gran interés investigador (por la novedad del tema tratado) y práctico (por la aplicabilidad de los resultados obtenidos).

2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE ANALIZADO

El puente analizado en este estudio es un puente biapoyado proyectado por la *Federal Highway Administration* (FHWA) de los Estados Unidos de América. El puente salva una luz de 12,2 m y su planta y sección transversal se muestra en la Figura 2. La sección transversal está formada por cinco vigas de acero del tipo W33x141 según el catálogo de perfiles del *American Institute of Steel Construction* (AISC) (14) que soportan una losa de hormigón armado de 0,2 m de canto y 12,97 metros de anchura. La losa no está conectada a las vigas, por lo que no se trata de una estructura mixta. Además, existen diafragmas en las secciones de centro luz y de apoyos que proporcionan estabilidad lateral al puente. El tablero tiene dos juntas de dilatación en sus extremos con un ancho de 3,6 cm. La separación entre estribos es de 11,8 m y el gálibo del puente es de 5,1 m. El acero empleado es del tipo A36 de acuerdo con (15) y, por tanto, su límite elástico garantizado a temperatura ambiente es de 250 MPa.

La respuesta de esta estructura ante diferentes escenarios de incendio se analiza con modelos numéricos en los apartados 3 y 4 del artículo. El análisis sigue las tres fases siguientes:

(a) Simulación de incendios mediante el software *Fire Dynamics Simulator* (FDS) (16) en el que se obtienen las temperaturas producidas por el incendio en el entorno del puente.

(b) Obtención de las temperaturas en la superficie y en el interior de la viga del puente más desfavorable a partir de las temperaturas existentes en su perímetro. Para ello se resuelve un problema de transferencia de calor con el programa Abaqus (17).

(c) Obtención de la respuesta estructural de la viga más solicitada también mediante Abaqus (17). En esta fase, se supone

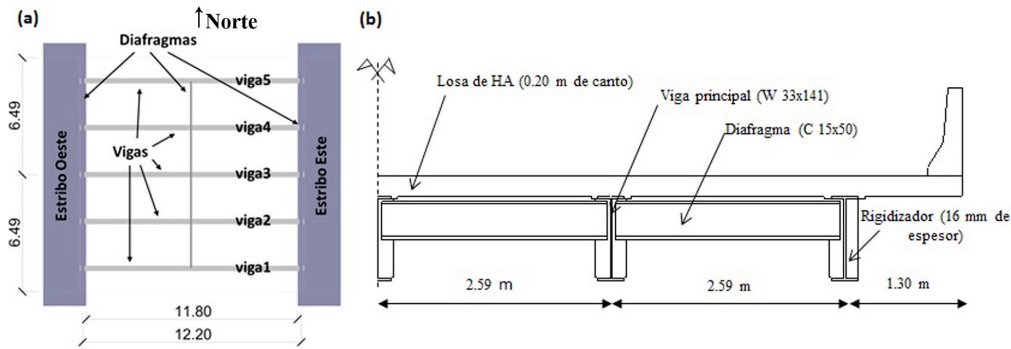


Figura 2. (a) Planta y (b) sección transversal del puente estudiado.

la viga sometida a cargas gravitatorias constantes y a un incremento de temperaturas que implican un deterioro progresivo de las características de los materiales.

Se insiste en que en la fase (a) se trabaja con un modelo de todo el puente y de su entorno, mientras que en las fases (b) y (c) se trabaja solamente con la viga de la estructura más solicitada.

3. MODELO DE FUEGO CON TÉCNICAS DE DINÁMICA DE FLUIDOS COMPUTACIONAL

El modelo de FDS (16) resuelve numéricamente, en un volumen de control en el que se ha definido un mallado, una forma de las ecuaciones de Navier-Stokes apropiadas para baja velocidad del flujo térmico, con un especial énfasis en el humo y el transporte de calor por el fuego. FDS calcula la temperatura, densidad, presión, velocidad, flujo de calor, tasa de pérdida de masa y composición química en cada celda de la malla en cada paso de tiempo discreto. Para ello el programa emplea (a) la ecuación de la conservación de la masa, (b) la ecuación de la conservación de las especies, (c) la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento, (d) la

ecuación de la conservación de la energía y (e) la ecuación de estado. Adicionalmente se ha recurrido al modelo de turbulencia *LES (Large Eddy Simulator)* asumiendo la forma de Smagorinsky.

A partir del análisis de incidentes previos –véase Garlock *et al.* (9) y Alós-Moya *et al.* (18)–, se han planteado seis escenarios de fuego (Figura 3) en los que se han considerado las distribuciones de carga de fuego más importantes en el ámbito de los puentes y que se refieren al incendio de un camión bajo el puente con o sin derrame de combustible. Atendiendo a la distribución de la carga de fuego, se diferencian tres posibilidades básicas: camión cisterna en centro luz –casos (a) y (d) en la Figura 3–, camión cisterna en lateral de vía –casos (b) y (e) en la Figura 3– y camión cisterna en centro luz con derrame de combustible lateral –casos (c) y (f) en la Figura 3–. Este patrón se ha seguido para dos posiciones: (i) huella de la carga de fuego contenida bajo el puente y (ii) huella de la carga de fuego parcialmente situada bajo el puente. El camión en llamas se ha modelizado de forma simplificada por una superficie horizontal de 30 m² (12 × 2,5 m) (19) dispuesta a un metro de altura con una tasa de liberación de calor (HRR) de 2400 KW/m², correspondiente a una piscina de gasolina con

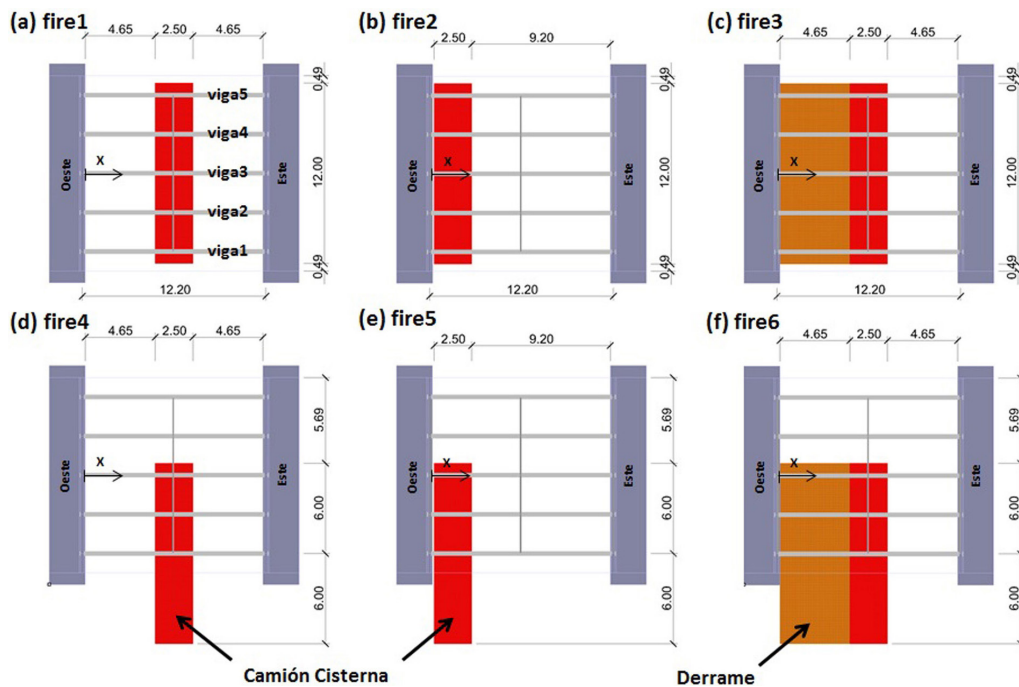


Figura 3. Posiciones de las cargas de fuego: (a) *fire1*: centro luz - viga central, (b) *fire2*: próxima estribo - viga central, (c) *fire3*: centro luz con derrame - viga central, (d) *fire4*: centro luz - viga extrema, (e) *fire5*: Próxima estribo- viga extrema, (f) *fire6*: centro luz con derrame - viga extrema.

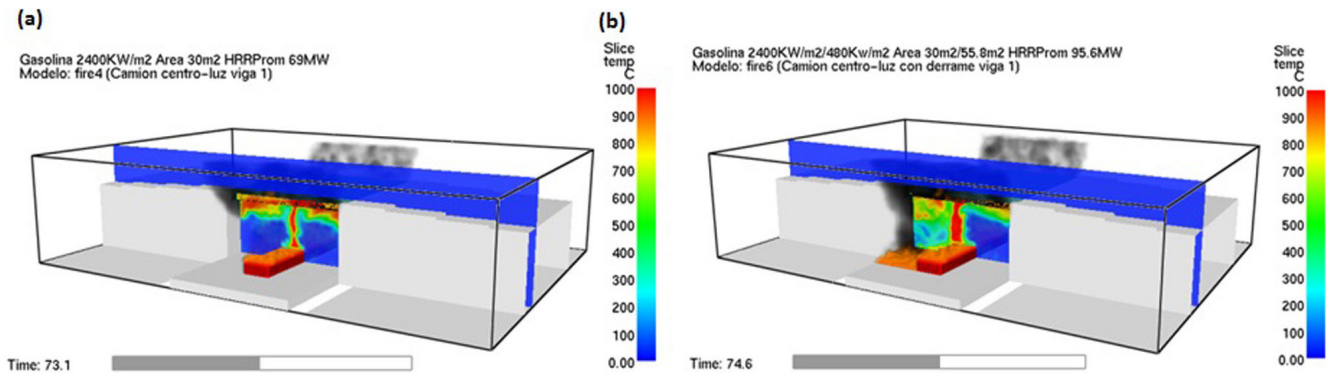


Figura 4. Modelos FDS para dos casos con la carga centrada en la viga 1: (a) fire4 y (b) fire6.

diámetro equivalente superior a 3 metros (20). El derrame lateral, de 55,8 m² (12 × 4,65 m), se ha caracterizado mediante una superficie horizontal dispuesta a cota de rasante con una tasa de liberación de calor (HRR) de 480 KW/m², correspondiente a una piscina de gasolina no confinada de pocos milímetros de espesor (20). En la Figura 4 se muestran las temperaturas registradas en un plano vertical centrado sobre la carga de fuego para los escenarios de fuego *fire4* y *fire6*.

En la Figura 5 se muestran las temperaturas del gas en el entorno de la viga más solicitada térmicamente para los seis escenarios de fuego. Debido a las grandes diferencias de temperaturas según las zonas de exposición se decidieron obtener tres perfiles de temperaturas de acuerdo a las tres regiones de exposición: (a) Ala inferior, (b) Alma Sur y (c) Alma Norte.

4. ANÁLISIS TERMO-MECÁNICO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS (FE)

El estudio numérico se ha llevado a cabo mediante el software de elementos finitos (EF) Abaqus (17) y comprende el estudio de la respuesta de la viga más afectada en cada caso. Debido a la existencia de cargas de fuego no simétricas, ha sido necesario modelar la totalidad de la viga y no solo una mitad como se hizo en Paya-Zaforteza y Garlock (13). El análisis mediante Abaqus se ha abordado desacoplando el problema

de transmisión de calor del problema estructural. Así, en una primera fase se obtienen las temperaturas en el entorno de la viga de estudio y en una segunda fase se analiza la respuesta estructural de la misma mediante la actualización de las características mecánicas de los materiales en función de su temperatura a lo largo del tiempo.

Para el análisis térmico se ha recurrido a un elemento finito de transferencia de calor tridimensional de ocho nodos con un grado de libertad por nodo (DC3D8) mientras que para el análisis estructural se ha utilizado un elemento finito tridimensional de ocho nodos con tres grados de libertad por nodo (C3D8). La utilización de elementos finitos tridimensionales viene motivada por la necesidad de capturar fenómenos locales como la abolladura del alma. Los coeficientes de convección y radiación utilizados son los propuestos por el Eurocódigo 1 (4). Para los modelos de fuegos reales se ha utilizado un coeficiente de 35 W/m² °K mientras que para el caso de la curva de hidrocarburos se ha utilizado un valor de 50 W/m² °K. En ambos casos el valor de emisividad utilizado es 0,7.

La losa de hormigón únicamente se ha considerado en la transmisión de calor dada su influencia en el enfriamiento del ala superior de la sección metálica dejándose fuera del cálculo en el análisis estructural donde su contribución es despreciable por no existir acción mixta en el puente.

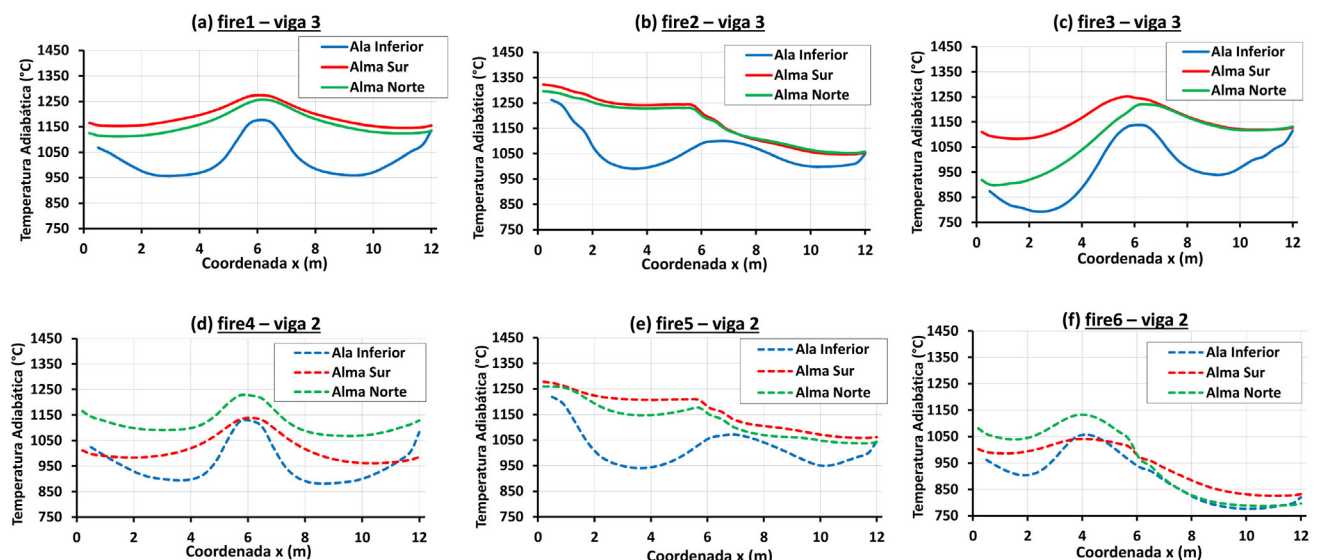


Figura 5. Temperaturas obtenidas mediante FDS en la viga más desfavorable para cada escenario. En el eje de abscisas se representa la coordenada longitudinal x de la viga analizada (véase también la Figura 3).

4.1. Propiedades de los materiales

Los materiales del puente, hormigón y acero, se han caracterizado con propiedades térmicas y mecánicas dependientes de la temperatura según lo indicado en los Eurocódigos 2 y 3 (21) (22). El acero utilizado es un A36 con límite elástico 250 MPa en el que se ha incorporado el endurecimiento por deformación propuesto por el Eurocódigo 3 (22) y se han manejado curvas constitutivas reales (σ_n, ε_n) obtenidas mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_n = \sigma \cdot (1 + \varepsilon) \quad [1]$$

$$\varepsilon_n = \ln(1 + \varepsilon) \quad [2]$$

En lo que respecta al hormigón únicamente se han caracterizado las propiedades térmicas necesarias para el modelo de transmisión de calor (densidad, calor específico y conductividad) asumiendo para la conductividad el límite superior propuesto por el Eurocódigo 2 (21).

4.2. Condiciones de contorno

El puente estudiado tiene un único vano simplemente apoyado en sus extremos este y oeste. El apoyo este es fijo mientras que el oeste es móvil. Las restricciones a los movimientos en los apoyos fijo y móvil del modelo estructural no se aplican en un único punto o en una línea sino en una superficie. Esta superficie se ubica en la cara inferior del ala inferior, en la zona de contacto rigidizador-viga y tiene una longitud 16 mm (espesor del rigidizador) y un ancho de 293 mm (ancho de la viga). Una explicación detallada de la modelización de los apoyos puede consultarse en Peris-Sayol *et al.* (23).

Además, es necesario tener en cuenta que la viga no puede dilatarse libremente de forma indefinida: cuando la magnitud del movimiento longitudinal del puente supera el ancho de la junta de dilatación, el movimiento es impedido por la existencia de un vano adyacente o de un estribo. Por ello, es necesario estudiar dos modelos estructurales diferentes en cada caso de carga: uno en el que no existe coacción al movimiento longitudinal (casos *free* con dilatación libre) y otro que incluya una restricción a la dilatación del tablero (casos *fix*). En este último caso, la viga se dilata libremente hasta que su desplazamiento longitudinal iguala el ancho de la junta de dilatación (36 mm en el extremo oeste).

4.3. Análisis térmico

Las cargas térmicas son las temperaturas del gas en el contorno de la viga a estudiar (la viga 3 en los escenarios *fire1*, *fire2* y *fire3* y la viga 2 en los escenarios *fire4*, *fire5* y *fire6*). El empleo de temperaturas en los gases como acción térmica ha sido posible gracias al empleo de la superficie adiabática propuesta por Wickström (24). Este recurso no solo permite utilizar una única variable para incorporar efecto del calentamiento sino que además ha permitido desacoplar los modelos de fuego y termo-mecánico.

En el modelo estructural se han implementado siete cargas térmicas, seis de ellas procedentes de los modelos FDS (Figura 5) y una séptima es la curva de hidrocarburos indicada en el Eurocódigo 1 (4). Mientras que la curva de hidrocarburos se aplica de forma uniforme en todo el contorno, las cargas térmicas procedentes de FDS se han discretizado en tramos dadas las grandes variaciones que experimentan en el entorno de la viga. Por ejemplo, las temperaturas en el entorno del ala inferior de la viga 3 en el caso *fire3* oscilan entre los 790 y los 1140 °C, lo que hace poco realista aplicar una temperatura uniforme en toda su longitud. Un estudio paramétrico del número de tramos en los que debe discretizarse la viga se proporciona en el apartado 4.6.1.

El análisis térmico realizado en Abaqus proporciona las temperaturas en la superficie e interior de la viga analizada a lo largo del tiempo. A modo de ejemplo, la Figura 6a muestra la distribución de temperaturas en un corte vertical YY' de la viga 3 en la sección de centro luz para el caso *fire1*. En esta figura se aprecia como las temperaturas máximas en la sección se localizan en la región media del alma y como éstas resultan notablemente superiores a las que se registran en las alas. En la Figura 6b se aprecia que para un tiempo dado: (a) la temperatura en el centro del alma es superior a la de las alas y (b) el ala superior siempre presenta temperaturas inferiores al ala inferior como consecuencia no solo de estar sometida a menores temperaturas sino también a la gran inercia térmica del hormigón de la losa.

4.4. Cargas gravitatorias

Este estudio considera que no hay vehículos cruzando el puente mientras se produce el incendio. Esta hipótesis se basa en estudios anteriores –Paya-Zaforteza y Garlock (13) y Peris-Sayol *et al.* (23)– que han demostrado la poca influencia que tiene el nivel de sobrecarga en los tiempos y formas de colapso. Por tanto, las cargas gravitatorias consideradas en el presente estudio son:

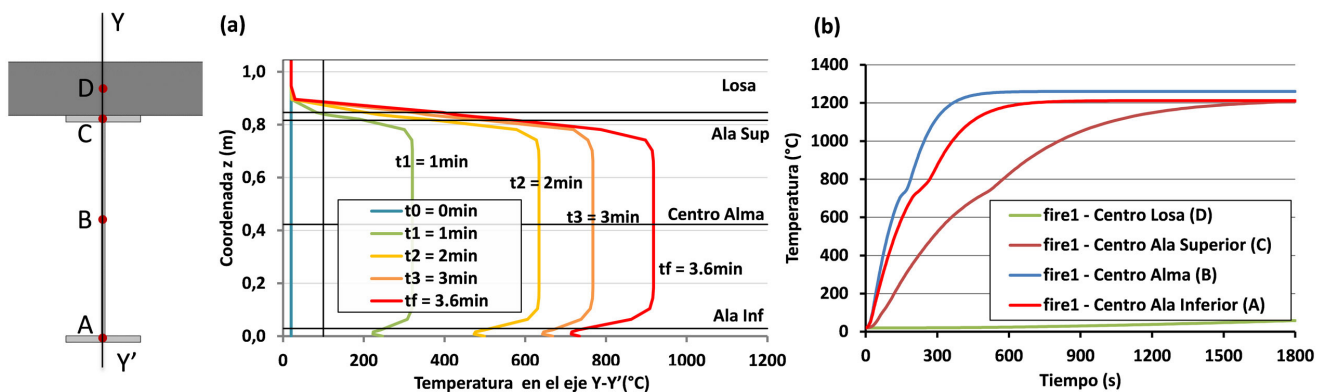


Figura 6. Temperaturas obtenidas mediante Abaqus en la viga 3 en el caso *fire1*: (a) en la sección de centro luz en distintos instantes temporales y (b) en cuatro puntos característicos de la sección centro luz a lo largo del tiempo.

- a) 2067 N por metro lineal correspondientes al peso propio de la viga de acero y 12704 N por metro lineal correspondientes al peso propio de la losa de hormigón.
- b) 9838 N por metro lineal correspondiente al peso del pavimento.

Adicionalmente, se ha considerado una carga de 5000 N por metro lineal encima de las vigas extremas (vigas 1 y 5) correspondiente al peso de la barrera de seguridad situada en los extremos del tablero. No obstante, la consideración de esta carga no tiene consecuencias prácticas por ser las vigas 2 y 3 las más desfavorables por su mayor sollicitación térmica.

4.5. Valoración del fallo

Se han considerado como criterios de fallo los propuestos por Payá-Zaforteza y Garlock (13). La estructura colapsa cuando se alcanza la deformación última, ε_u , del material o se vuelve inestable. Este hecho se manifiesta en forma de un rápido incremento de la flecha máxima registrada en la viga, de un desplazamiento del extremo libre (oeste) hacia el centro de la viga, de un pandeo lateral o de una abolladura del alma. En ocasiones se combinan varios de estos fenómenos.

4.6. Análisis estructural

Este artículo analiza la respuesta del puente de la Figura 2 en siete escenarios de fuego, seis de ellos son reales (*fire1* a *fire6*) y otro es una curva de fuego de la normativa –curva de hidrocarburos del EC-1 (3)– empleada por Payá-Zaforteza y Garlock (13) como primera aproximación al problema aunque no está pensada para su aplicación en puentes. Además, se estudian dos posibles condiciones de contorno en lo que respecta a la dilatación del tablero (libre o coaccionada) y cinco niveles de tramificación de la carga térmica.

La Tabla 1 contiene una relación de los casos analizados con los parámetros que los definen y con los principales resultados obtenidos. En ella se incluye el tiempo que tarda la viga analizada en contactar con el estribo adyacente (t_c), el tiempo de fallo (t_f), el desplazamiento longitudinal máximo alcanzado (u_x), la flecha máxima en el momento de fallo (f_{max}) y los modos de fallo. En la Figura 7 se muestran ejemplos de los distintos modos de fallo observados: (a) plastificaciones en las proximidades del apoyo oeste, (b) plastificaciones en centro-luz, (c) plastificaciones en el apoyo este (d) abolladura y (e) pandeo lateral. Los resultados obtenidos se comentan a continuación.

Tabla 1. Casos analizados y resultados.

Nombre Análisis	Escenario de fuego	Tramos	Dilatación	Viga	t_c (min)	t_f (min)	f_{max} (m)	u_x (m)	Fallo'
hidroc-1-fix-vo	hidroc	1	coaccionada	0 ²	1,87	4,11	-0,058	-0,036	E
hidroc-1-free-vo	hidroc	1	libre	0 ²	-	8,08	-1,195	-0,222	CL
fire1-16-fix-v3	fire1	16	coaccionada	3	0,88	3,66	-0,074	-0,036	E, PL
fire1-16-free-v3	fire1	16	libre	3	-	3,20	-0,576	-0,188	CL
fire2-16-fix-v3	fire2	16	coaccionada	3	0,88	2,73	-0,177	-0,036	O,A, PL
fire2-16-free-v3	fire2	16	libre	3	-	2,84	-0,222	-0,116	O
fire3-16-fix-v3	fire3	16	coaccionada	3	1,00	3,19	-0,032	-0,036	E, PL
fire3-16-free-v3	fire3	16	libre	3	-	3,49	-0,592	-0,186	CL
fire4-16-fix-v2	fire4	16	coaccionada	2	1,04	2,79	-0,047	-0,036	E,PL
fire4-16-free-v2	fire4	16	libre	2	-	3,84	-0,596	-0,191	CL
fire5-16-fix-v2	fire5	16	coaccionada	2	0,92	3,00	-0,178	-0,036	O, A, PL
fire5-16-free-v2	fire5	16	libre	2	-	3,12	-0,221	-0,117	O
fire6-16-fix-v2	fire6	16	coaccionada	2	1,23	6,89	-0,050	-0,036	PL
fire6-16-free-v2	fire6	16	libre	2	-	5,55	-0,736	-0,209	CL
fire1-8-fix-v3	fire1	8	coaccionada	3	0,88	3,884	-0,099	-0,036	E, PL
fire1-4-fix-v3	fire1	4	coaccionada	3	0,88	3,915	-0,132	-0,036	E, PL
fire1-2-fix-v3	fire1	2	coaccionada	3	0,88	2,385	-0,067	-0,036	E, PL
fire1-1-fix-v3	fire1	1	coaccionada	3	0,89	2,506	-0,070	-0,036	E, PL
fire2-8-fix-v3	fire2	8	coaccionada	3	0,89	2,775	-0,184	-0,036	O, A, PL
fire2-4-fix-v3	fire2	4	coaccionada	3	0,88	2,945	-0,164	-0,036	O, PL
fire2-2-fix-v3	fire2	2	coaccionada	3	0,88	3,140	-0,151	-0,036	E, PL
fire2-1-fix-v3	fire2	1	coaccionada	3	0,87	2,228	-0,064	-0,036	E

¹ PL: pandeo lateral, A: abolladura, E: plastificaciones en el apoyo este, CL: plastificaciones en centro luz, O: plastificaciones en el apoyo oeste.

² vo: viga tipo con las cargas gravitatorias de la viga 2 y sometida a la curva de hidrocarburos del EC1 (4).

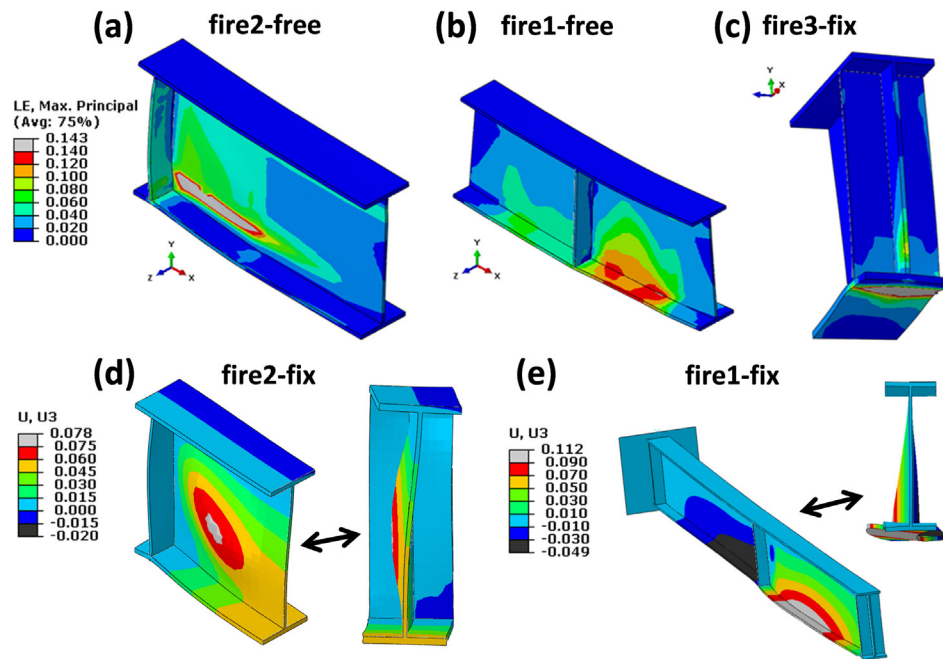


Figura 7. Tipos de fallo detectados: (a) plastificaciones en las proximidades del apoyo oeste, (b) plastificaciones en centro-luz, (c) plastificaciones en el apoyo este (d) abolladura y (e) pandeo lateral.

4.6.1. Influencia de la tramificación de las curvas

En el programa Abaqus no se pueden introducir las curvas de fuego correspondientes a escenarios reales obtenidas con FDS de forma directa. Por ello, es necesario discretizar la viga en una serie de tramos en cada uno de los cuales se asume una carga de fuego uniforme. Esta carga se corresponde con la curva de temperaturas medias en el tramo. Por este motivo se ha hecho un análisis para ver la importancia de la tramificación en los resultados. Se han propuesto discretizaciones de 1, 2, 4, 8 y 16 tramos correspondientes a anchos de tramo de 0,76, 1,52, 3,05, 6,10 y 12,20 m. De esta manera se analiza si pueden emplearse discretizaciones groseras que reduzcan tiempos de modelado y de cálculo. En la Figura 8 se puede ver cómo han sido adaptadas las curvas obtenidas mediante FDS a las restricciones de caracterización de las condiciones de contorno térmicas en el programa Abaqus. El estudio se ha realizado con los fuegos *fire1* y *fire2* y considerando únicamente modelos de dilatación coaccionada.

La Figura 9 muestra la evolución de las flechas máximas en la viga analizada a lo largo del incendio para los dos escenarios considerados y los modelos tipo coaccionado. La figura permite comprobar que la respuesta estructural en los escenarios de fuego *fire1* y *fire2* es diferente. Mientras que en el incendio provocado por el camión centrado (*fire1*) las flechas

suelen ser superiores con tramificaciones más groseras, en el incendio asociado al camión en el extremo oeste (*fire2*) las flechas se van reduciendo conforme se reduce el número de tramos con la excepción del caso de tramo único. Adicionalmente se ha detectado que una tramificación de 8 subdivisiones presenta resultados muy similares a la tramificación de 16 tramos en cualquiera de los dos incendios por lo que podría considerarse la reducción del número de tramos necesarios para estos dos escenarios de fuego. Las tramificaciones en 1 y 2 subdivisiones quedarían totalmente descartadas por imprecisas, mientras que la tramificación en 4 tramos no acaba de reproducir exactamente el fenómeno que se produce antes del colapso en el incendio *fire1*.

En el presente estudio, salvo los modelos que consideran el escenario de hidrocarburos y los que indican expresamente el número de tramos, los análisis han incorporado una discretización en 16 subdivisiones con el fin de reproducir lo más fielmente posible la respuesta estructural.

4.6.2. Influencia del escenario de fuego y de la coacción a la dilatación del tablero

Se analiza seguidamente la influencia en la respuesta del tablero de la posición de la carga de fuego y del tipo de restric-

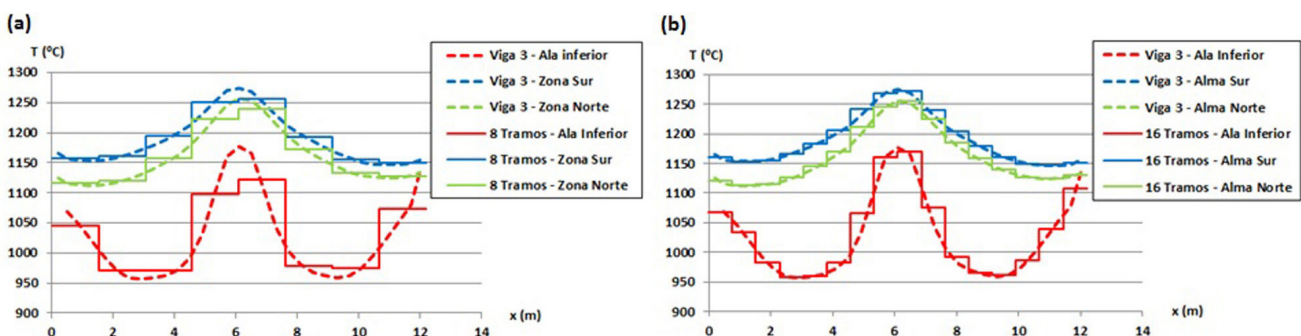


Figura 8. Ejemplo de tramificación de carga térmica para el escenario *fire1*: (a) 8 tramos de 1,52 m. (b) 16 tramos de 0,76 m.

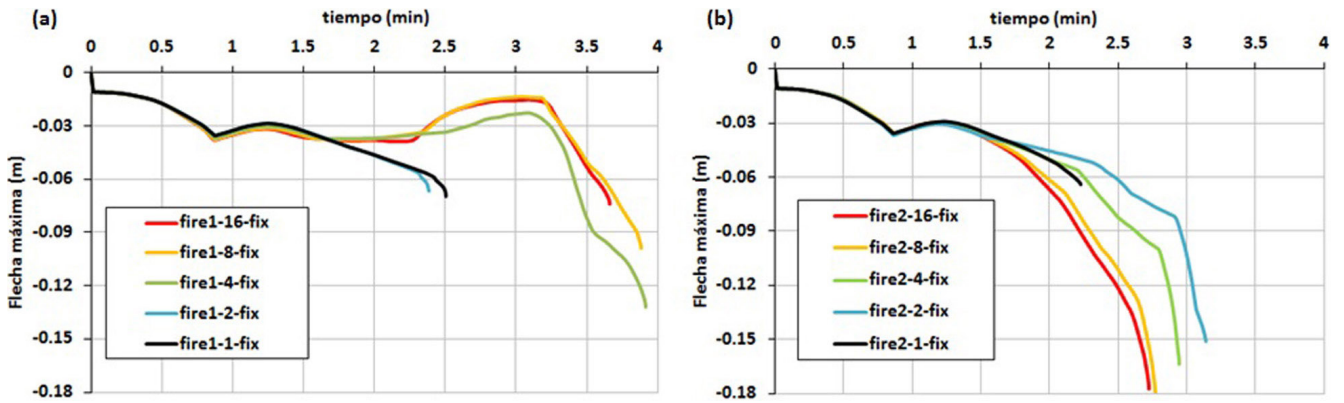


Figura 9. Evolución flecha máxima de la viga 3 con distintas tramificaciones para los casos: (a) *fire1* (b) *fire2*.

ción longitudinal considerada en el extremo del puente donde se ubica el apoyo móvil. Se han estudiado siete casos diferentes de carga de fuego, seis corresponden a fuegos reales y son los indicados en la Figura 3. El séptimo caso se corresponde con la curva de hidrocarburos propuesta por el Eurocódigo 1 (4). Para todos los casos de fuego se ha estudiado el efecto de la coacción longitudinal a la dilatación longitudinal del tablero teniendo en cuenta los dos opciones explicadas en el apartado 4.2: dilatación libre (casos *free*) y dilatación máxima fijada por el ancho de la junta de dilatación (casos *fix*).

La Figura 10 muestra la evolución en el tiempo de los desplazamientos horizontales y verticales máximos en los escenarios de fuego analizados para las dos posibles hipótesis de coacción de la dilatación del tablero (libre y coaccionada).

Para los casos *fire1* a *fire3* las gráficas muestran la respuesta estructural de la viga 3 mientras que para los casos *fire4* a *fire6* la respuesta estructural corresponde a la viga 2. En ambos casos se ha presentado la respuesta de la viga sometida a la mayor carga térmica. Se detallan seguidamente las principales conclusiones que se pueden extraer de los resultados obtenidos.

Para los casos sin coacción longitudinal, el tiempo de fallo oscila entre 2,8 y 5,5 minutos para las hipótesis de incendios reales, mientras que la curva de hidrocarburos presenta una resistencia a fuego de 7,8 minutos. Resulta interesante indicar que la respuesta que presenta la viga de estudio sometida a una curva de hidrocarburos ofrece un tiempo de fallo notablemente superior (entre un 41 y un 180 %) al obtenido para las seis

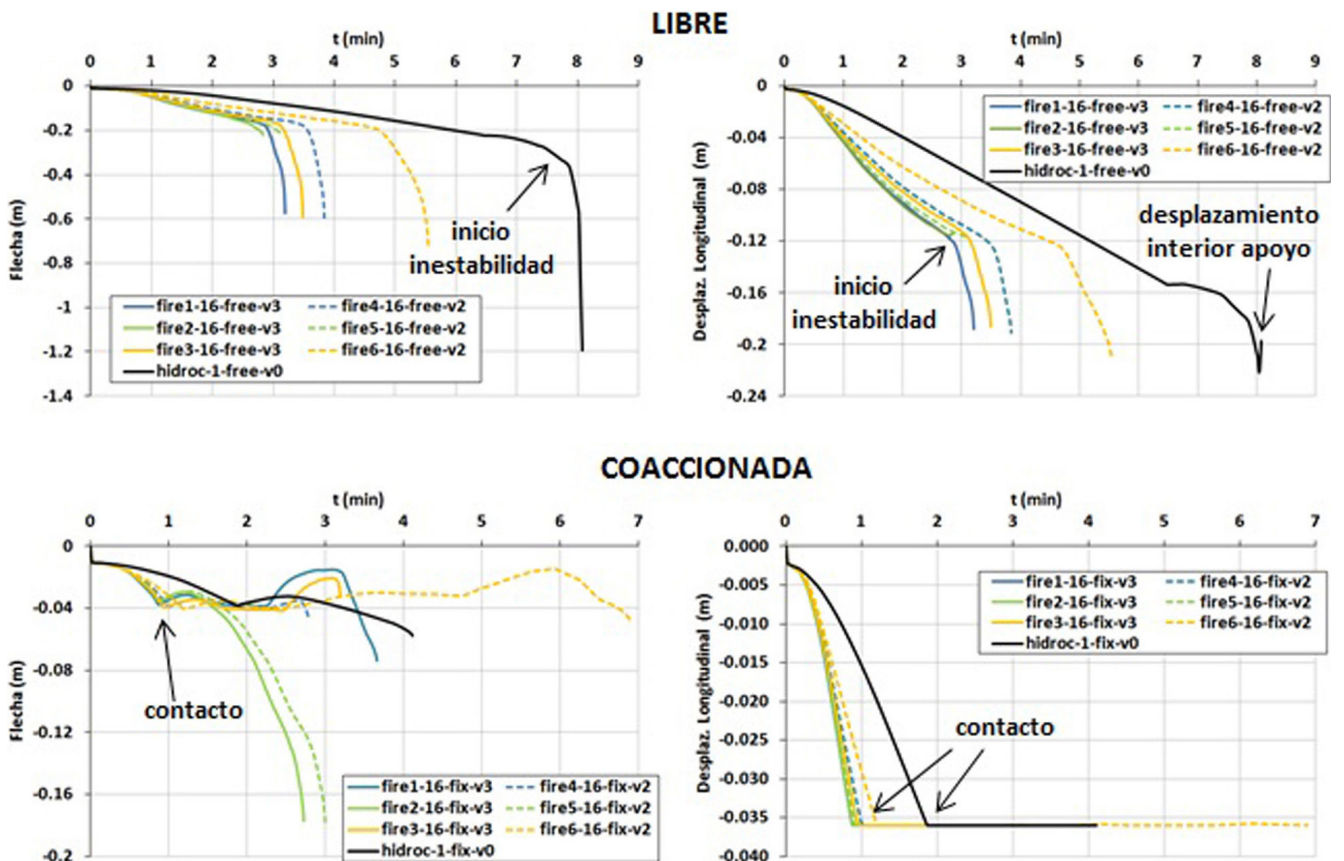


Figura 10. Evolución de las flechas máximas, parte izquierda (a) y (c), y de los desplazamientos longitudinales, parte derecha (b) y (d), para las condiciones de contorno y escenarios de fuego considerados. En la parte superior se muestra el caso de dilatación libre –casos *free* (a) y (b)– y en la parte inferior el caso de dilatación coaccionada –casos *fix*, (c) y (d)–.

hipótesis de incendio consideradas. Se observa que los desplazamientos máximos longitudinales detectados para la condición de dilatación libre para las siete hipótesis de incendio son notablemente superiores al tamaño de la junta de dilatación.

Para los casos con coacción longitudinal *fire1* a *fire5* los tiempos de fallo oscilan entre 2,7 y 3,6 minutos, mientras que en el escenario *fire6* la resistencia el fuego se eleva hasta 6,9 minutos como consecuencia del calentamiento más progresivo al que se somete a la viga con respecto al resto de casos (Figura 5). En cuanto al escenario de hidrocarburos presenta un tiempo de fallo de 4,1 minutos, menor que en el caso libre y mayor que los casos *fire1* a *fire5* (entre un 14 y un 52 %) apreciándose además que estos porcentajes son inferiores a los registrados en los casos libres. Los mayores tiempos de fallo para el caso de hidrocarburos se deben fundamentalmente a que (a) la curva de hidrocarburos es una acción térmica uniforme a lo largo de la viga, menos perjudicial que una acción variable como la que se produce en los incendios reales y (b) la curva de hidrocarburos presenta un calentamiento más progresivo.

El tiempo transcurrido hasta que el extremo oeste de la viga contacta con la junta de dilatación oscila entre 0,9 y 1,2 minutos para los escenarios de fuego reales mientras que en la hipótesis de hidrocarburos se sitúa en 1,9 minutos (entre un 58 % y 111 % superior). El mayor tiempo de contacto requerido en la hipótesis de hidrocarburos se debe únicamente a que la curva de calentamiento es más progresiva que las obtenidas en los escenarios de fuego reales. En la Figura 11a puede verse como las curvas de calentamiento aplicadas sobre la viga en el escenario *fire1* alcanzan el máximo muy rápidamente como consecuencia de la gran velocidad de propagación (~2 m/s) (20) de la llama en combustibles como la gasolina. Este hecho hace que el incendio adquiera rápidamente el carácter de totalmente desarrollado con las llamas muy próximas a la viga de estudio. Resulta necesario por tanto, el desarrollo de curvas de fuego específicas para puentes con el fin de evaluar su resistencia.

En lo que respecta a la posición transversal de la carga de fuego, para el caso de dilatación libre, se detecta que los tiempos de fallo son menores cuando la carga se encuentra próxima a los estribos y mayores para el caso de carga centrada en el vano quedando el caso con derrame en una situación intermedia. Se ha detectado, además, cómo la plastificación suele producirse en la región de centro luz ocasionando un aumento de flecha considerable, con la excepción de los escenarios

fire2 y *fire5* en que las cargas de fuego se sitúan próximas a los estribos haciendo fallar a la pieza por el extremo más solicitado térmicamente. La causa es un mayor deterioro del material como consecuencia de encontrarse sometido a mayores temperaturas, alcanzando el fallo con flechas menores.

En los casos con dilatación del tablero coaccionada, la posición de la carga afecta al tipo de fallo. Para los casos con camión cisterna en centro-luz el fallo se produce por plastificación del apoyo este, debido a la alta concentración de tensiones que aparecen. En el caso de camión cisterna cerca del estribo, se producen fenómenos de abolladura combinados con plastificaciones en la zona del apoyo oeste.

Cabe destacar que los casos con derrame (*fire3* y *fire6*) no son más desfavorables que sus respectivos casos de carga centrada (*fire1* y *fire4*) como cabría esperar dada la mayor tasa de liberación de calor de estos casos. La causa reside en que al incorporar una nueva superficie emisora de calor se modifican los flujos existentes bajo el puente de forma que se producen velocidades mayores (Figura 11b) que dificultan la acumulación de calor con respecto a los casos sin derrame con carga centrada. Los tiempos de fallo de la viga más desfavorable son menores cuando el penacho se sitúa centrado en la viga 3.

En los casos coaccionados, el desplazamiento longitudinal se ve restringido a 0,036 m. desde el instante en que la viga contacta con el estribo. Debido a esto, y viendo que en los casos libres la viga tiende a desplazamientos en el entorno de 0,20 m, se introducen unas fuertes compresiones que son soportadas por el apoyo este. A consecuencia de éstas se produce el fenómeno de pandeo lateral en todos los escenarios de fuego real. En el caso de hidrocarburos no se produce este fenómeno porque el pandeo lateral requiere además de la existencia de una diferencia de temperaturas entre las dos regiones.

5. CONCLUSIONES

Este artículo analiza la respuesta al fuego de un puente multijácena metálico simplemente apoyado de 12,2 m de luz sometido a distintos escenarios de incendio incluyendo casos con y sin derrame de combustible en distintos emplazamientos. Los modelos de fuego emplean técnicas de dinámica de fluidos computacional implementadas en el programa FDS y la respuesta termo-estructural se analiza con modelos de elementos finitos implementados en Abaqus.

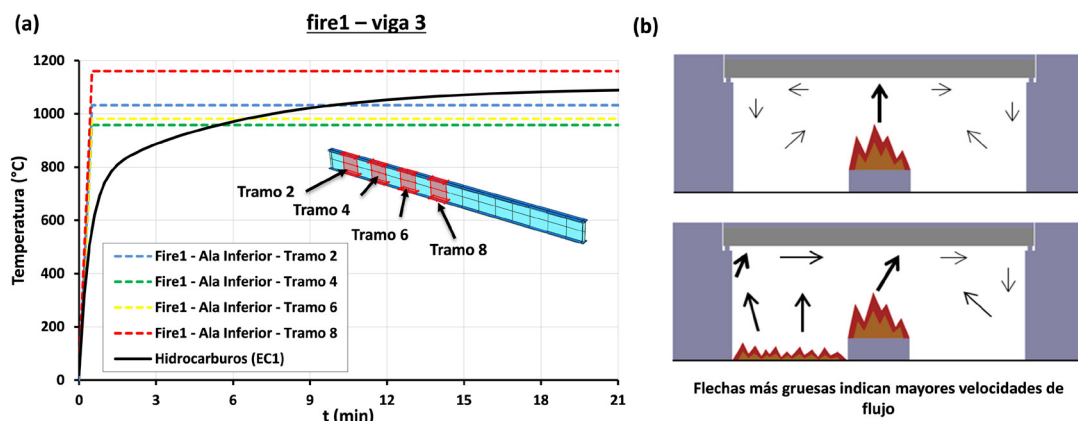


Figura 11. (a) Comparación de las curvas de calentamiento de los tramos 2, 4, 6 y 8 obtenidas en el escenario *fire1* con la curva de hidrocarburos. (b) Croquis de las velocidades de flujo en un incendio con y sin derrame de combustible.

Los resultados obtenidos permiten extraer las conclusiones siguientes:

- 1) Los escenarios de fuego reales, tanto en condiciones de dilatación libre como dilatación restringida, presentan tiempos de fallo inferiores a los que ofrecería un análisis adoptando la curva de hidrocarburos siendo la reducción de tiempos de fallo mucho más notable en los casos de dilatación libre. Esto se debe a que la curva hidrocarburos tiene un incremento de temperaturas más progresivo. Es necesario, por tanto, la inclusión en las normativas de curvas de fuego que se adapten mejor a los escenarios reales de fuego en puentes.
- 2) En los modelos con dilatación libre el colapso se produce por plastificación en la región de centro del vano en los casos de carga centrada con y sin derrame mientras que en los casos de carga próxima al estribo oeste las plastificaciones se producen en las proximidades del apoyo oeste.
- 3) En los modelos con dilatación coaccionada el colapso se produce en el extremo este en la zona donde se materializa el apoyo fijo por concentración de tensiones, con la excepción de los casos con carga próxima al estribo oeste donde el fallo se produce por plastificación y abolladura en las proximidades del apoyo oeste.
- 4) Una restricción longitudinal al movimiento, siempre que no implique una compresión excesiva de la pieza que genere tensiones excesivas en el apoyo fijo, resultará positiva tanto en lo que respecta a tiempos de fallo como en lo referente a flechas máximas previas al fallo. En cambio, si la compresión introducida es muy elevada provocará la movilización de los mecanismos de abolladura y pandeo lateral. En el caso particular del pandeo lateral se ha detectado como los rigidizadores situados en centro luz influyen en el modo de pandeo.
- 5) La posición de la carga de fuego y la existencia del derrame son variables esenciales tanto en la caracterización como

en la determinación de la viga más solicitada térmicamente. Una tasa de liberación de calor total superior no necesariamente implicará temperaturas superiores puesto que variables como la velocidad y la oposición total o parcial al flujo son parámetros también fundamentales.

- 6) La implementación de las curvas obtenidas mediante FDS en el programa Abaqus no es directa, por lo que debe escogerse una discretización en tramos suficiente fina para garantizar una respuesta estructural acorde con la realidad. En el presente estudio se ha visto que una división en tramos de 1,52 metros (equivalentes a $L/8$ donde L es la luz del puente) en un puente de un solo vano de 12,2 metros de luz con una carga de fuego promedio de 72 MW, proporciona resultados suficientemente precisos.
- 7) Aunque el presente artículo muestra la posibilidad de simular incendios reales en puentes, resulta evidente la necesidad de incorporar en la normativa herramientas y modelos simplificados que permitan un diseño basado en prestaciones de los puentes con un enfoque similar al empleado en la edificación.

Las conclusiones anteriores se consideran válidas para puentes de geometría y dimensiones similares a las del analizado, pero son necesarios estudios adicionales para extenderlas a puentes de luces mayores o con características particulares.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias a la financiación prestada por el Ministerio de Ciencia e Innovación (proyecto BIA 2011-27104 del Plan Nacional de I+D+i) y por la Universitat Politècnica de València (Programa de Apoyo a la I+D PAID-06-11). Los autores desearían agradecer la colaboración en los modelos de fuego prestada por D. Eduardo Loma de Osorio, ingeniero del Cuerpo de Bomberos de Valencia.

REFERENCIAS

- (1) Ministerio de Fomento. (2011). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-11. Madrid: Ministerio de Fomento.
- (2) CEN. (2003). *Eurocode 1 Actions on Structures, Part 2: Traffic loads on bridges*. Bruselas (Bélgica): European Committee for Standardization (CEN).
- (3) Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York (USA): John Wiley & Sons Inc.
- (4) CEN. (2002). *Eurocode 1 Actions on Structures, Part 1-2: General Actions - Actions on Structures Exposed to Fire*. Bruselas (Bélgica): European Committee for Standardization (CEN).
- (5) Orta, B. (2010). El tiempo equivalente de exposición al fuego en un edificio histórico. *Informes de la Construcción*, 62(520): 57-66, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.09.060>.
- (6) Quiel, S.E., Garlock, M.E., Paya-Zaforteza I. (2011). Closed form procedure for predicting the capacity and demand of steel beam-columns under fire. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 137(9): 967-976, doi: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000443](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000443).
- (7) Espinós, A., Romero, M. L., Hospitaler, A. (2012). Simple calculation model for evaluating the fire resistance of unreinforced concrete filled tubular columns. *Engineering Structures*, 42: 231-244, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.022>.
- (8) López-Colina C., Serrano-López M.A., Gayarre F.L., del Coz-Díaz J.J. (2011). Stiffness of the component 'lateral faces of RHS' at high temperature. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(12): 1835-1842, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.05.006>.
- (9) Garlock, M.E, Paya-Zaforteza, I., Kodur, V., Gu, L. (2012). Fire hazard in bridges: Review, assesment and repair strategies. *Engineering Structures*, 35: 89-98, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.11.002>.

- (10) New York State Department of Transportation. (2011). Bridge fire incidents in New York State (Private Correspondence with Prof. M. Garlock). USA: New York State Department of Transportation.
- (11) ABC Action News (2012). Driver killed in fiery truck crash on NJ Tumpike. <http://6abc.com/archive/8833938/>.
- (12) Paya-Zaforteza, I., Alós-Moya, J., Hospitaler, A. (2012). Puentes y Fuego. Análisis de una problemática. En *II Fire Engineering Conference*, Valencia.
- (13) Paya-Zaforteza, I., Garlock, M.E. (2012) A numerical investigation on the fire response of a steel girder bridge. *Journal of Constructional Steel Research*, 75: 93-103, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.03.012>.
- (14) AISC. (2010). *Steel Construction Manual* (14th Edition). Chicago, IL - USA: American Institute of Steel Construction.
- (15) ASTM. (2004). *ASTM A6/A6M Standard Specification for Structural Steel (A36-/A36M-04a)*. West Conshohocken, PA - USA: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- (16) NIST. (2007). *Fire Dynamics Simulator (version 5) User's Guide*. National Institute of Standards and Technology. <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/fire07/PDF/fo7053.pdf>.
- (17) Simulia. (2011). *Abaqus 6.11: Abaqus/CAE User's Manual*. http://abaqus.ethz.ch:2080/v6.11/pdf_books/CAE.pdf.
- (18) Alos-Moya, J., Paya-Zaforteza I., Garlock M.E.M., Loma-Ossorio E., Schiffner D., Hospitaler A. (2014). Analysis of a bridge failure due to fire using computational fluid dynamics and finite element models. *Engineering Structures*, 68: 96-110, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.02.022>.
- (19) Catalogo hytruck, modelo, Euro II Hongyan XinDaKang. <http://www.hytruck.es>.
- (20) SFPE. (2002). *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering* (3th edition). Society of Fire Protection Engineers.
- (21) CEN. (2011). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón, Parte 1.2: Reglas Generales, Proyecto de estructuras sometidas al fuego*. Bruselas (Bélgica): European Committee for Standardization (CEN).
- (22) CEN. (2011). *Eurocódigo 3 Proyecto de estructuras de acero Parte 1.2: Reglas generales, Proyecto de estructuras sometidas al fuego*. Bruselas (Bélgica): European Committee for Standardization (CEN).
- (23) Peris-Sayol, G., Alós-Moya, J., Paya-Zaforteza, I., Hospitaler, A. (2013). Análisis numérico de la respuesta térmica y estructural de un puente de vigas metálico en condiciones reales de incendio. En *II International Congress on Mechanical models in structural engineering*.
- (24) Wickström, U. (2007). Adiabatic surface temperature for calculating heat transfer to fire exposed structures. *Interflam*, 2: 943-953.

* * *

Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler-Pérez A. (2015)

“Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios”.

Computers & Structures, Volume 158, (1 October 2015), Pages 333-345

1. Introduction

The loss of a critical component, such as a bridge, from a transportation system can have serious social and economic consequences (e.g. Chang and Nojima [1], Zhu et al. [2]). Bridge engineering should therefore pay a lot of attention to designing for accidental load events, such as earthquakes, winds or ship collisions (see e.g. Ghosn et al. [3] and Cheng [4]). Recent studies also show that bridge fires are another major hazard. Mostafaei and McCartney [5], Wright et al. [6] pointed out that more than 500 fatal crashes happened on bridges in the last fourteen years across the US and Canada. These events had large direct costs (related to repairs and reconstruction work) and indirect costs (traffic delays from bridge closures and rebuilding). For example, the collapse of two spans of the MacArthur Maze in Oakland, USA on April 29th 2007 due to a fire gave rise to repairs and rebuilding operations costing more than US \$9m [7]. In addition, the closure of the Maze was estimated to have a total economic impact of US \$6 million a day on the San Francisco Bay Area [8]. Another example is provided by the bridge fire caused by a tanker truck that crashed on the Interstate 81 Highway near Harrisburg (PA, USA) on May 9th 2013. This fire forced the closure of one highway exit and resulted in region-wide traffic disruptions. Repair work took seven months at a direct cost of more than \$13 m [9].

Recent reviews of the literature (Garlock et al. [10], Mostafaei et al. [11]) show that, despite their importance, bridge fires have received very little attention from research groups. In fact, fire safety engineering and structural fire engineering have mainly been concerned with building and tunnel fires (see e.g. Jiang and Usmani [12], Couto et al. [13], Quiel et al. [14], Moura Correia et al. [15], Moliner et al. [16], Xi et al [17], Elhami et al. [18], Wang et al. [19], Maraveas and Brakas [20]). However, bridge fires have special characteristics and deserve a particular approach. This can be due to several reasons, such as the cause of the fire, fire loads, fire ventilation conditions, the use of fire protection measures, and the type of connections between structural members (see Payá-Zaforteza and Garlock [21] for further information).

Within this general context, this paper carries out a comprehensive parametric study of the fire response of a typical steel girder bridge subjected to real fire scenarios. The analyses use numerical models to study the influence of the position of the fire, the geometry of the bridge (type of bridge substructure and vertical clearance), and the magnitude of the wind loads in the bridge's response to the fire. The study also addresses important numerical issues, such as the modeling of the bridge deck bearings and the bridge deck elements that should be included in the models. A method based on computational fluid dynamics (CFD) was used for the fire models and finite elements were used to obtain the

bridge's thermo-mechanical response. This method was validated by Alós-Moya et al. [22] with data collected from an actual case of bridge failure. We consider the analyses presented here to be of great importance since: (a) steel girder bridges are widely used [23] and are especially vulnerable to fire events [10], (b) research on bridge fires is scarce and is based more on the use of standard fires or predefined fire events than on the analysis of realistic fire scenarios, and (c) the paper proposes new modelling techniques and enables a qualitative and quantitative understanding of the factors that influence the fire response of a bridge. This study complements previous works (see e.g. Wright et al. [6], Payá-Zaforteza and Garlock [21], Aziz et al. [24], Quiel et al. [25], Gong and Agrawal [26]) and paves the way for easier identification of critical bridges with respect to fire risks, as well as for the wider application of numerical models to improve bridge fire response and bridge resilience.

2. Case study and parameters analyzed

The prototype bridge used in the present study is a simply supported bridge designed by the Federal Highway Administration (FHWA) of the United States of America. The bridge spans 12.2 m and its vertical clearance is 5 m. Its cross section and plan view are shown in Fig. 1. The bridge consists of five hot rolled type W33x141 steel girders. The beams support a 0.2 m thick reinforced concrete slab but the slab is not connected to the girders and, therefore, there is no composite action. This was a common design decision for bridges with span lengths smaller than 15 m at the time when the bridge was designed (Xanthakos [27]). Transverse diaphragms are placed at mid span and at the supports to laterally stiffen the bridge deck. The bridge has two expansion joints at its extremities with a width of 3.6 cm. At ambient temperature, material properties are those of the nominal values for A36 steel, which means its minimum yield stress is 250 MPa. The response of one of the bridge girders to the hydrocarbon fire was previously analyzed by Payá-Zaforteza and Garlock in [21]. This paper delves further into this case and studies the influence of several parameters on the response of the bridge to realistic fire scenarios after a tanker truck accident, including the following parameters:

- Position of the fire load (see Section 3).
- Structural boundary conditions (see Section 5.1).
- Elements included in the thermo-mechanical finite element model, i.e., analyzing only one girder versus the entire bridge (see Section 5.2).
- Bridge vertical clearance (see Section 5.3).
- General configuration of the bridge: single span versus three-span bridge (see Section 5.4).

- Wind action during the fire event (see Section 5.5).

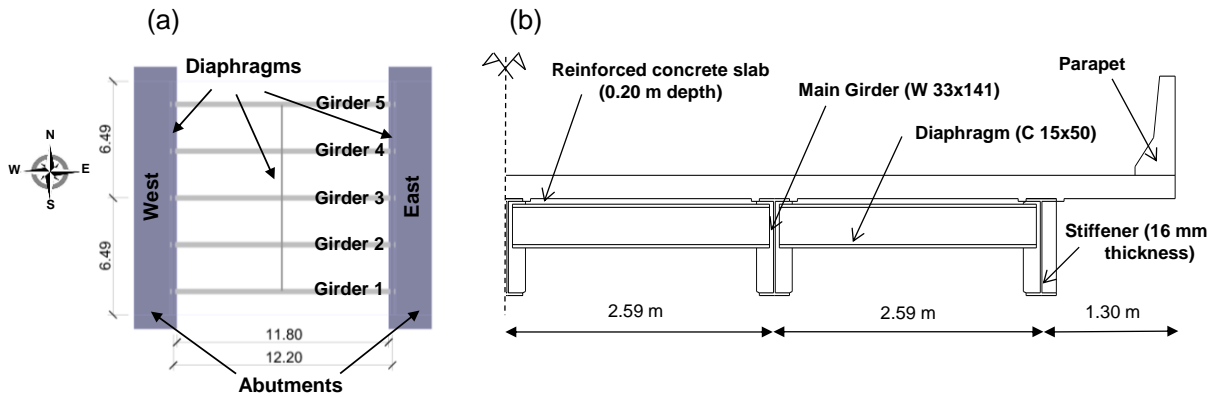


Fig. 1. Bridge definition. (a) Plan view (without the concrete slab), (b) half section.

All the analyses are carried out following a three-step numerical approach. In the first step a model of a fire scenario is built with FDS computer fluid dynamics software [28]. The temperatures in the most fire-exposed girder in the bridge or in the full bridge are obtained through a thermal analysis by Abaqus software [29]. Finally, the structural response of the bridge is obtained on Abaqus [29] considering both non-linearities (geometrical and mechanical) as well as temperature-dependent material properties.

3. Computational Fluid Dynamics model

Two fire models of hypothetical fire events were developed with FDS software [28]. FDS uses Computational Fluid Dynamics (CFD) techniques and contains large eddy simulation (LES) turbulence models. It is used to predict in a control volume engineering variables such as temperatures, heat fluxes or gas pressures involved in the event. FDS was developed at the National Institute of Standards and Technology (NIST) in the USA and has gone through an extensive validation program [30]. The use of FDS to study bridge fires was validated by Alos-Moya et al. [22] using FDS and Abaqus to analyze an overpass failure caused by a tanker fire.

Building the FDS model requires defining: (1) a control volume with its boundary conditions representing the volume in which the entire analysis is carried out, (2) a geometry included in the control volume which represents the geometry of the case study, (3) A mesh or discretization of the control volume, (4) material properties (conductivity, density, specific heat and emissivity), (5) fire sources, (6) a combustion model, and (7) sensors or elements

of the model where the outputs (e.g. temperatures) are recorded. The components of the FDS model are described below.

3.1 Control volume and mesh

The control volume used in this study includes the bridge as well as part of its approaches. It measures 43.92 m. x 30.82 m. x 10.20 m. along the x, y and z-directions respectively. The volume has a total of 1,658,880 parallelepiped cells and all the cells have dimensions of 0.20 m x 0.19 m x 0.21 m. This control volume and mesh size were the result of a sensitivity analysis and are a trade-off between precision and calculation times. It is important to note that the FDS mesh size does not coincide with the mesh used in the thermo-mechanical models built with Abaqus. Therefore, the authors developed a procedure to transfer the FDS results to Abaqus. This procedure is described in Section 4.4.

3.2 Fire Load and combustion model

Previous studies (see Wright et al. [6], Garlock et al. [21], Alós-Moya et al. [22], and Peris-Sayol et al. [31]), showed that an accident involving a tanker truck carrying gasoline under a bridge was the worst possible scenario when analyzing the fire response of bridge decks made of steel I-girders. The fire load used in this paper is thus related to this type of vehicle. The tanker truck is modeled as a horizontal surface of 30 m² (12 x 2.5m) at one meter above the road level. The heat release rate per unit area (HRRPUA) curve increases linearly from 0 to a maximum value $HRRPUA_{MAX}$ in 30 s and remains constant until failure. $HRRPUA_{MAX}$ was taken as 2400 kW/m² which is the HRR of a gasoline pool fire with a diameter exceeding 3 m [32]. The HRRPUA curve does not have a decay phase, as the numerical models developed simulate fires with a maximum duration of one hour and after that time only 30% of the available fire load had been consumed.

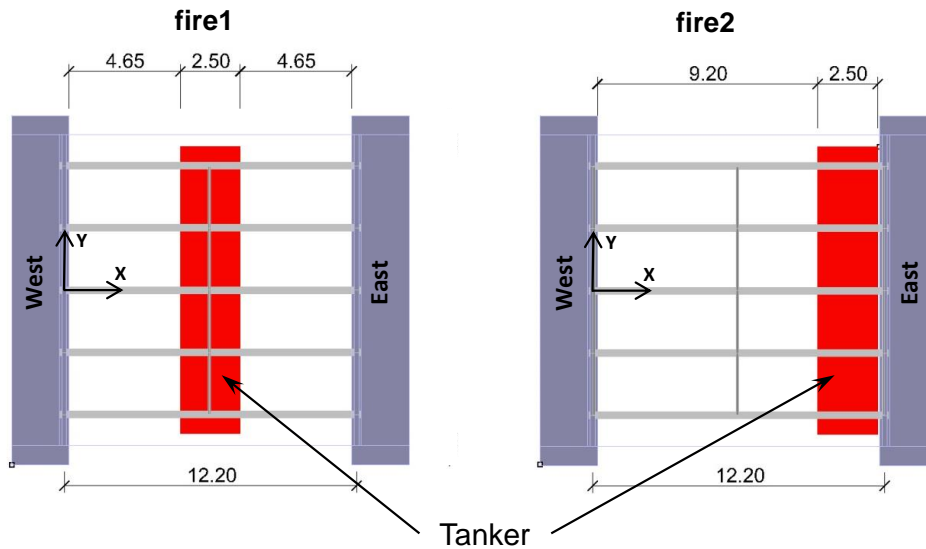


Fig. 2. Fire scenarios considered.

Two fire scenarios related to the position of the tanker fire were considered (see Fig. 2). One was of a tanker truck located under the central girder of the bridge (Girder 3) at the bridge mid-span (scenario called "fire1" henceforth) and the other was close to the east abutment (scenario called "fire2" henceforth). The fire models used the mixture fraction combustion model proposed by FDS [28] and a LES turbulence model with a Smagorinsky coefficient equal to 0.2.

3.3 Adiabatic temperatures

The adiabatic surface temperature developed by Wickström et al. [33] is used to transfer the information obtained by the fire model to the thermal model. This adiabatic surface temperature is a fictitious temperature obtained by FDS assuming that the structural element is a perfect insulator and is commonly used for calculating both convective and radiative heat transfer. It is an expression of the heat flux as a gas temperature which enables the fire model results to be easily introduced into the thermo-mechanical model. Adiabatic temperatures are measured in FDS with sensors whose location is defined by the user. The model includes 465 sensors to measure the adiabatic temperatures in 155 cross-sections of the bridge (31 sections per girder). Note that each cross section was monitored with three sensors located on the bottom face (Sensor 0), the south face (Sensor 1) and the north face (Sensor 2) of each girder (see Fig. 3), as preliminary analyses had shown that this sensor distribution accurately captured the temperature distribution along the girders.

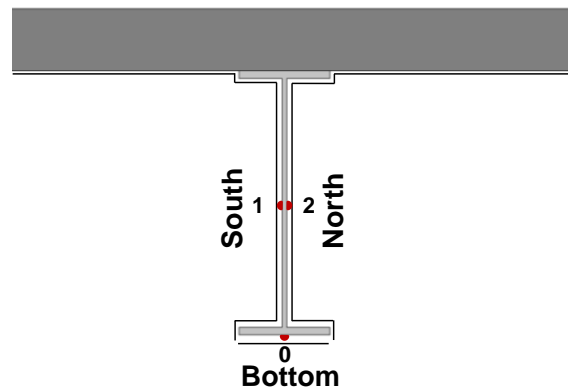


Fig. 3. FDS model. Adiabatic surface temperature sensors in a typical monitored cross section.

Fig. 4 displays FDS results for the “fire1” scenario in the steady state of the fire event, when the fire had completely developed. Fig. 4a shows a 3D view of the bridge and its surroundings. Figs. 4b and 4c plot the adiabatic temperatures on the bottom face of all the bridge girders and on all the faces of the most exposed girder (Girder 3). As the tanker is under the bridge at the center, Girder 3 has the highest temperatures. Web temperatures are higher than bottom flange temperatures due to radiation effects and reach maximum values (close to 1300 °C) in the area of Girder 3 immediately above the burning tanker. Temperatures vary longitudinally between 1250 °C and 950 °C in Girder 3, between 1200 °C and 900 °C in Girders 2 and 4 and between 950 °C and 450 °C in Girders 1 and 5 (450 °C is reached on the surfaces of the web girders not directly exposed to the fire). When the “fire2” scenario is analyzed, the temperatures in Girder 3 vary between 1300 and 1000 °C and the maximum temperatures are obtained in the section of Girder 3 closest to the East abutment. It is noticeable that in the “fire2” scenario maximum temperatures are higher than in “fire1”, because of heat accumulation near the abutments.

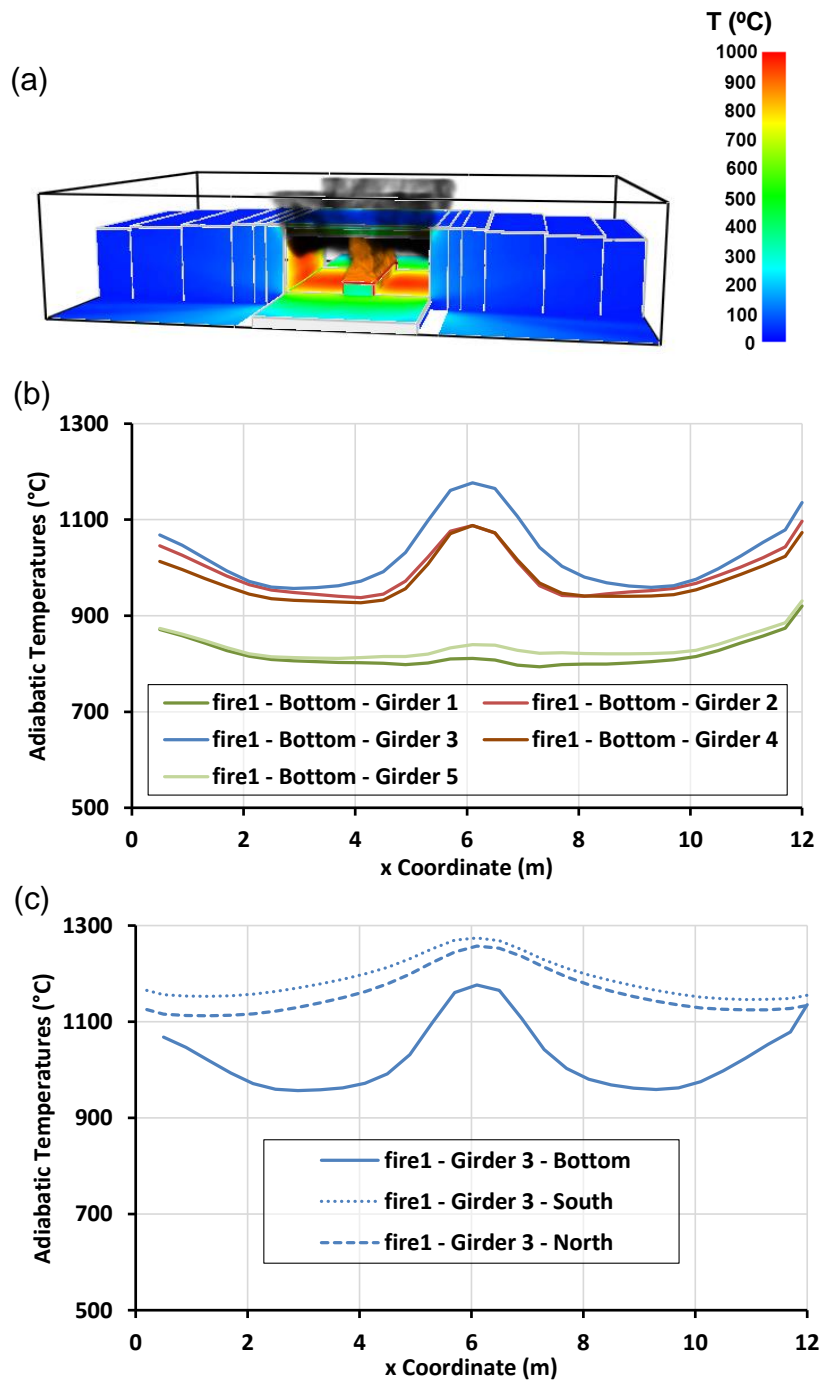


Fig. 4. FDS results for the “fire1” scenario in the steady state: (a) 3D view of the bridge, (b) Adiabatic temperatures on the bottom flange of each girder, (c) Adiabatic temperatures on all faces of Girder 3.

4. Finite element model for thermo-mechanical analysis

The thermo-mechanical response of the bridge is obtained with Abaqus finite element software in two steps. In the first step, a thermal analysis is carried out using the adiabatic surface temperatures given by FDS as an input. The heat transfer analysis provides the transient nodal temperatures with respect to time as an output. In the second step, the transient nodal temperatures are read from the thermal analysis and the corresponding

temperature-dependent mechanical material properties are used to find the equilibrium of the structure. Note that in the first step the concrete slab is included in the model and the analysis, while in the second step the slab influence is neglected, since the bridge is not a composite bridge, although appropriate boundary conditions are considered to take into account the influence of the slab. The FE modeling is explained in detail below.

4.1 Mesh

Figs. 5a and 5b show the mesh used for the thermal and mechanical analyses. Note that, as will be explained in detail in Section 5, some of the FE models include the full bridge and some include a single girder, however the mesh of each girder is the same in both types of model. The thermal models used Abaqus DC3D8 elements, while Abaqus C3D8 elements were used for the mechanical analyses. The first element has 8 nodes with one degree of freedom in each node, while the second element has 8 nodes and 3 degrees of freedom in each node. The FE structural analyses include geometric and material non-linearity. The use of 3D elements is motivated by the need to capture local phenomena such as web buckling. As can be seen in Fig. 5, the mesh is finer at mid-span and near the supports, as these are areas of high stress where stiffeners are placed. The FE models of a single girder contain 21,717 nodes and 14,884 finite elements in the thermal analysis and 18,183 nodes and 12,624 elements in the mechanical analysis. The FE models of the full bridge contain 122,949 nodes and 83,060 finite elements in thermal analysis and 105,279 nodes and 71,760 elements in the mechanical analysis. Note that there are fewer elements in the mechanical FE models as they do not include the concrete slab. Note also that models with solid elements were used in this research because: (a) calculation times were affordable, (b) previous research (Alós-Moya et al., [22]) showed that they could accurately estimate the response of a bridge to a fire, and (c) previous studies (Wright et al. [6], Peris-Sayol et al. [34]) showed that they had a better performance than models using exclusively shell elements.

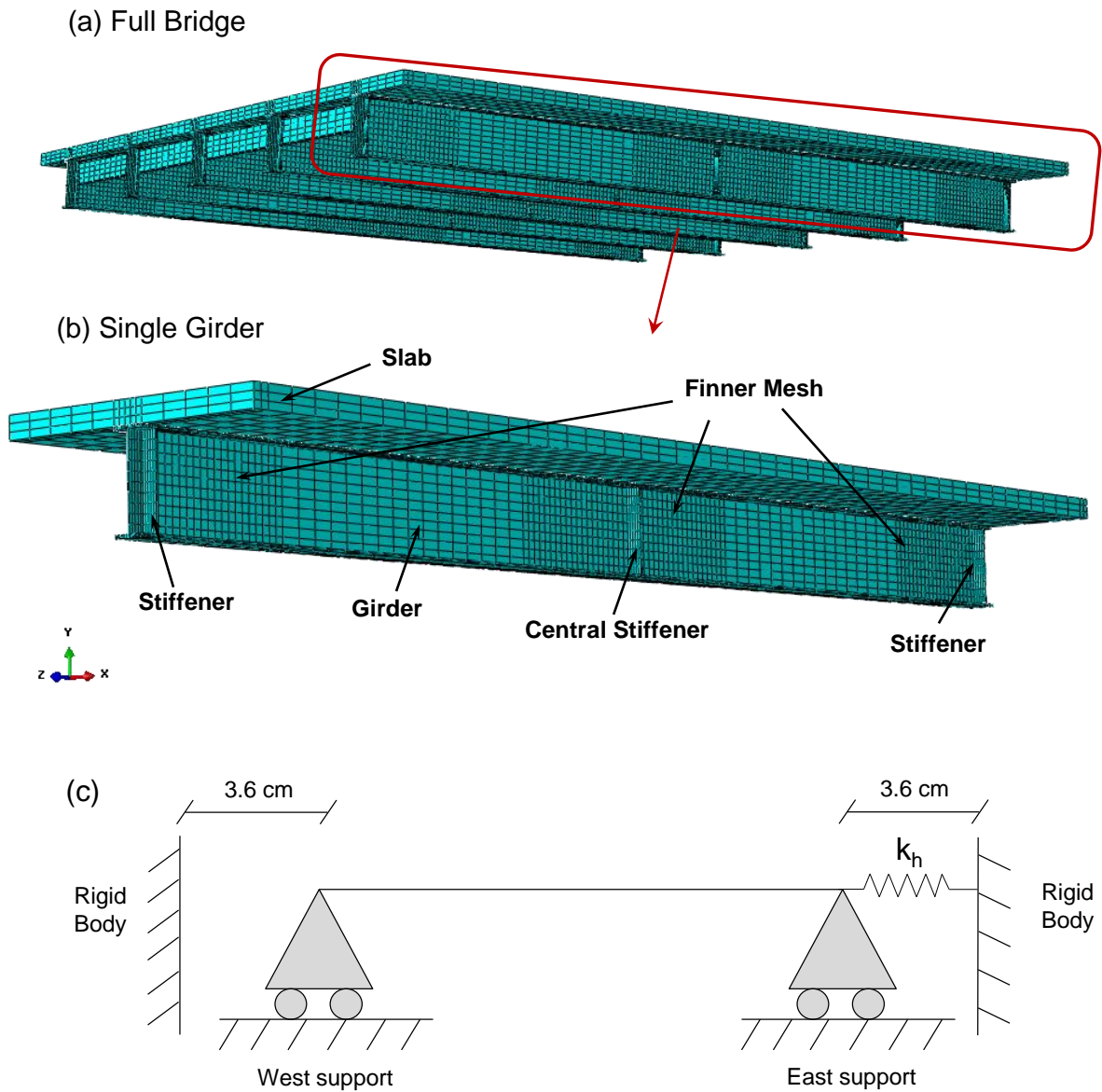


Fig. 5. FE model and mesh: (a) Full bridge, (b) Single girder, (c) Schematic boundary conditions.

4.2 Material Properties

The thermal and mechanical properties of the steel and concrete materials in the bridge were taken from Eurocode 2 [35] and 3 [36]. The steel used is A36, with a yielding limit of 250 MPa and the strain hardening proposed in Eurocode 3. Engineering values of stresses (σ) and strains (ε) were converted into true stress strain laws (σ_n - ε_n) and entered in Abaqus. Only the concrete thermal properties were characterized in the heat transfer model (density, specific heat and conductivity) assuming that calcareous aggregates were used to make the concrete. The upper limit of concrete thermal conductivity proposed in Eurocode 2 [35] was used.

4.3 Boundary conditions

The bridge studied is a single span, simply-supported bridge in which the East support is pinned and the West support is a roller. The restrictions of both supports in the model are applied on a surface that represents the support. This surface is located on the bottom face of the bottom flange just below the stiffener. The length of this surface is 46 mm and its width is 293 mm (girder width). These restraints are represented in Fig. 5c and detailed below.

As explained by Paya-Zaforteza and Garlock [21] the maximum thermal expansion of a bridge in a fire must be limited, as the bridge girders cannot expand indefinitely due to the existence of an adjacent abutment and/or span. Therefore, the maximum longitudinal displacement of the roller bridge supports is the expansion joint width (equal to 3.6 cm in the case study analyzed in this paper). In addition, a previous study by Peris-Sayol et al. [37] showed that when the sections of the bridge deck supported by a roller come into contact with an adjacent abutment or span, thermal expansion is restrained and very high horizontal reaction forces appear in the pinned support. In these conditions, the pinned support might fail to restrain the longitudinal movement of the bridge and would become a horizontal spring. Peris-Sayol et al. [37] performed a parametric study of the stiffness of the horizontal spring (k_h) and concluded that two values of the spring constant (k_h close to 0 and $k_h=\infty$, the latter case representing a pinned support) are enough to capture the response of the bridge. Both values of k_h are considered in the numerical models presented in this paper and their influence on the results is discussed in Section 5.1. In any case, a rigid body was created in the FE structural models with Abaqus R3D4 rigid elements at a distance from the East and West outer cross sections of the bridge equal to the expansion joint width. In doing so, the axial expansion of the nodes of the outer cross sections of the bridge is restrained once their horizontal displacement equals the width of the expansion joint. Other boundary conditions are:

- The restraint imposed by the transverse diaphragms of the bridge in the models that include a single girder is considered by preventing the transverse displacement of the beam in the diaphragm-stiffener contact area.
- The influence of the concrete slab in the mechanical models is considered by preventing the transverse displacement of the upper face of the top flange.

4.4 Discretization of the temperatures along the length of the girders.

As has been explained in Section 3, FDS obtains the adiabatic surface temperatures in selected nodes of the CFD model. The specific values of these temperatures depend on the girder considered and, for each girder, vary along the axis of the bridge and also within the girder cross section, as explained in Section 3.3. To transform FDS results to Abaqus inputs, the curves describing the adiabatic temperatures were transformed into stepped curves, as shown in Fig. 6a. Each stepped curve has 16 steps, the temperature at each step being the average of all the temperatures measured by FDS in the step and zone (see Fig. 6b). Abaqus heat transfer models use a heat transfer coefficient (h_c) of 35 W/m²K and an emissivity coefficient (ε) of 0.7 for a gasoline fire, according to EC-1 [38] and EC-3 [36].

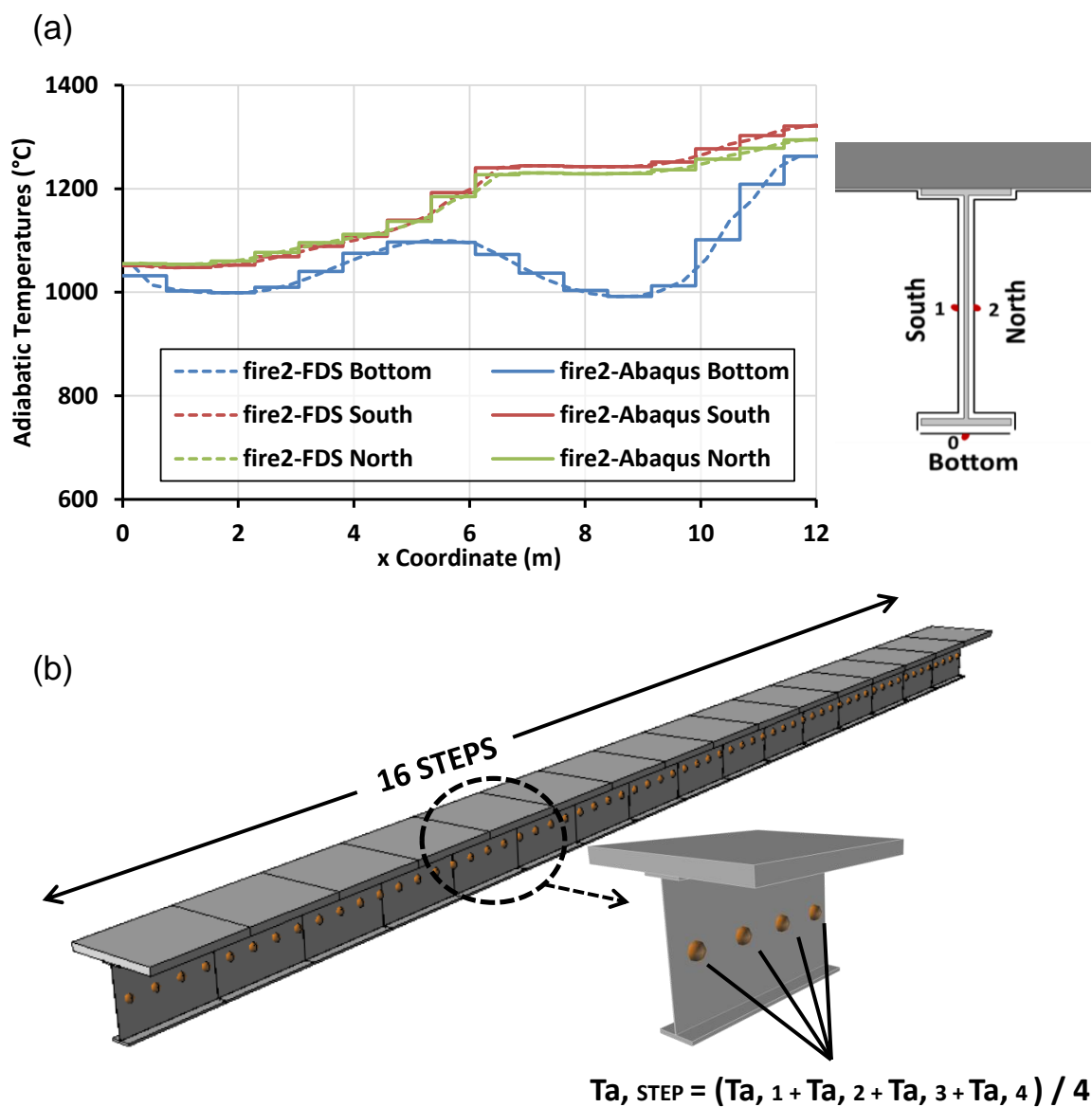


Fig. 6. (a) Girder 3. Example of 16-step discretization of the adiabatic temperature curves for merging CFD with Abaqus. (b) Model showing the 16 steps and the calculation of the average temperature at each step.

4.5 Gravity Loads

The following gravity loads were considered:

- (a) The self-weight of the steel girders and their stiffeners is considered by Abaqus automatically from their dimensions, assuming a steel density of 7850 kg/m³.
- (b) A surface load of 43.4 kN/m² is applied to the upper surface of the upper flange to simulate the self-weight of the concrete slab.
- (c) For the for the weight of the pavement, a surface load of 14.1 kN/m² is considered on the upper surface of the upper flange of each girder and an additional surface load of 17.1 kN/m² is applied to the end girders (1 and 5) due to the parapet.

Following the conclusions of previous studies [21, 22], live loads were not included in the analyses, since they do not have an appreciable influence on the fire response of the bridge.

4.6 Failure Assessment

The failure criteria proposed by Payá-Zaforteza and Garlock [21] were used, according to which the structure fails when the ultimate strain ε_u , is reached or when it becomes unstable. This can be identified as a rapid increment of the maximum vertical deflection, as a movement of a roller support towards the center of the span or as instability due to either lateral or web buckling.

5. Parametric study

This paper uses numerical models that combine CFD with FE to study the fire response of a typical steel girder bridge. To reach this goal the following parameters are studied: (a) the position of the fire load, (b) the elements included in the FE model (models including a single girder or the full bridge), (c) the restraint at the East support, (d) the vertical clearance of the bridge, (e) the general configuration of the bridge (one or three spans) and whether the bridge is supported on abutments or on two sets of piers. Table 1 gives the model parameters studied as well as a list of the analyses. The nomenclature is as follows:

- The first code specifies the fire scenario.
- The second code indicates if a single girder (code "SG") or the full bridge (code "FB") is analyzed with the FE model. In the former case, the number of the girder studied as defined in Fig. 1a is indicated after the code "SG".

- The third code indicates the stiffness value of the horizontal spring (k_h) located at the East support, as explained in Section 4.3.
- The fourth code indicates the vertical clearance of the bridge expressed in m.
- The fifth code indicates if the bridge is a single span bridge supported on abutments (code "Ab") or a three-span bridge with intermediate piers (code "Piers").

The paper also includes a parametric study on the influence of the wind. Details of these analyses and a discussion of the results are given in Section 5.5.

All the FDS models were run as an MPI parallel job on a cluster made up of HP Proliant DL 580 servers (4 six-core AMD Opteron Model 8439 SE) under a Torque resource manager and scheduler. The resources assigned were 3 cores and 8 GB RAM per core. A typical simulation took 30 hours. All the thermal and structural models were run on a computer with a processor Intel Core i7-3632QM CPU @ 2.20GHz. A typical thermal analysis took 20 min. for a single girder bridge model and 90 min. for a full bridge model, while a typical structural analysis took 90 min. for a single girder and 20 hours for the full bridge. The results of the parametric study are given in the following subsections.

Table 1. Parameters and results of the analyses carried out.

Parametric Study	Analysis name	Position of the fire load	Size of the FE model	Girder	Horizontal restraint at the east support	Vertical clearance (m)	Bridge deck substructure	Failure				
								Time (min)	Mode ^a	Maximum deflection (m)	Maximum Transverse Displ. (m)	Cause
Horizontal stiffness at the east support	fire1-FB-k0-5-Ab	fire1	Full bridge	-	close to 0	5	Abutments	5.8	LB,S	0.72	0.1	LB
	fire1-FB-k∞-5-Ab	fire1	Full bridge	-	∞	5	Abutments	6.1	LB,S	1.02	0.19	LB
	fire2-FB-k0-5-Ab	fire2	Full bridge	-	close to 0	5	Abutments	3.9	WB,S	0.31	0.13	WB
	fire2-FB-k∞-5-Ab	fire2	Full bridge	-	∞	5	Abutments	3.2	LB,S	0.19	0.07	LB
Elements in the Structural Model - Full Bridge Vs Single Girder	fire1-SG1-k0-5-Ab	fire1	Single girder	1	close to 0	5	Abutments	19.6	WB,S	0.34	0.09	WB
	fire1-SG2-k0-5-Ab	fire1	Single girder	2	close to 0	5	Abutments	5.9	LB,WB,S	0.4	0.11	LB
	fire1-SG3-k0-5-Ab	fire1	Single girder	3	close to 0	5	Abutments	4.5	LB,S	0.35	0.08	LB
	fire2-SG1-k0-5-Ab	fire2	Single girder	1	close to 0	5	Abutments	5.9	WB,S	0.19	0.07	WB
	fire2-SG2-k0-5-Ab	fire2	Single girder	2	close to 0	5	Abutments	3.2	WB,S	0.24	0.09	WB
	fire2-SG3-k0-5-Ab	fire2	Single girder	3	close to 0	5	Abutments	3.0	WB,S	0.25	0.1	WB
Vertical clearance	fire1-SG3-k0-6-Ab	fire1	Single girder	3	close to 0	6	Abutments	5.5	LB,S	0.29	0.08	LB
	fire1-SG3-k0-7-Ab	fire1	Single girder	3	close to 0	7	Abutments	11.2	LB,S	0.19	0.1	LB
	fire1-SG3-k0-8-Ab	fire1	Single girder	3	close to 0	8	Abutments	27.7	LB,S	0.11	0.13	LB
	fire1-SG3-k0-9-Ab	fire1	Single girder	3	close to 0	9	Abutments	-	LB ^b	0.04	0.15	LB
	fire1-SG3-k0-10-Ab	fire1	Single girder	3	close to 0	10	Abutments	-	LB ^b	0.03	0.11	LB
	fire2-SG3-k0-6-Ab	fire2	Single girder	3	close to 0	6	Abutments	3.2	WB,S	0.26	0.11	WB
	fire2-SG3-k0-7-Ab	fire2	Single girder	3	close to 0	7	Abutments	3.4	WB,S	0.2	0.07	WB
	fire2-SG3-k0-8-Ab	fire2	Single girder	3	close to 0	8	Abutments	3.6	WB,S	0.21	0.07	WB
	fire2-SG3-k0-9-Ab	fire2	Single girder	3	close to 0	9	Abutments	4.3	WB,S	0.22	0.06	WB
	fire2-SG3-k0-10-Ab	fire2	Single girder	3	close to 0	10	Abutments	5.3	WB,S	0.2	0.04	WB
Deck substructure	fire1-SG3-k0-5-Pier	fire1	Single girder	3	close to 0	5	Ab.+Piers	8.4	LB,S	0.19	0.1	LB
	fire2-SG3-k0-5-Pier	fire2	Single girder	3	close to 0	5	Ab.+Piers	3.88	WB,S	0.29	0.07	WB

^a LB: Instability due to lateral buckling, S: Ultimate strain reached, WB: Instability due to web buckling in the contact with the abutment.

^b In these models the structure does not collapse, although significant out of plane displacements occur.

5.1 Horizontal restraint at the East support

Fig. 7 compares the evolution of the deflections of the most exposed girder of the bridge (Girder 3) obtained from the FE models of the full bridge for the fire scenarios and support conditions considered. The evolution of the maximum deflection of the bridge always follows a similar pattern and is described as follows:

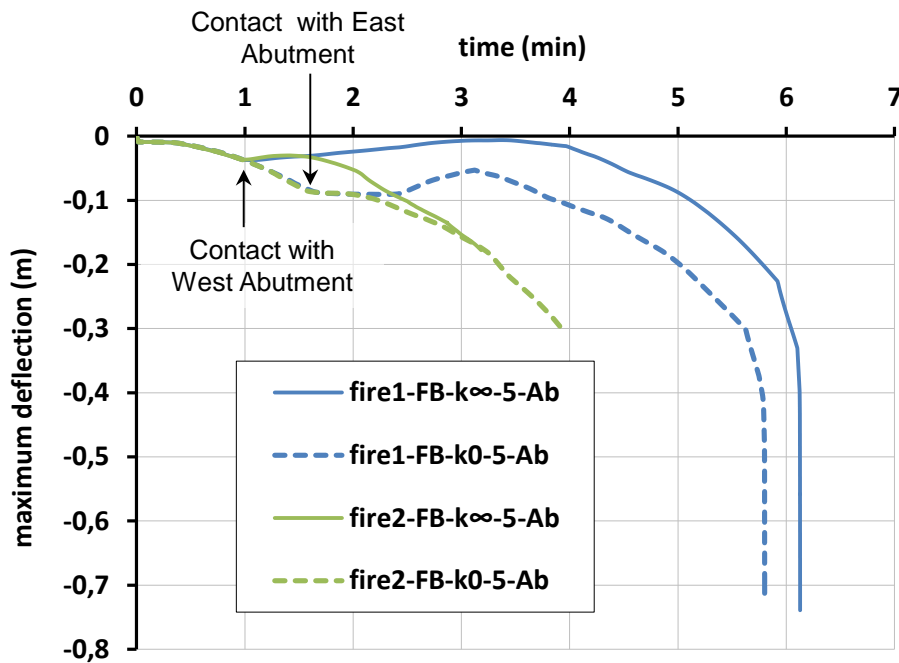


Fig. 7. Effect of the boundary condition (stiffness of the horizontal spring at the East support) on the evolution of the maximum deflection of Girder 3. Results obtained with FE models of the full bridge.

(a) First, the temperature increase of the bridge deck causes vertical deflections and makes it expand until the West sections (supported by the roller) contact the West abutment.

(b) The free expansion of the deck is now restrained, which introduces internal compression forces into the deck, with the following effects:

- In the models with $k_h = \infty$: horizontal reaction forces at the hinged support that are likely to cause hinge failure.
- In the models with k_h close to 0: significant horizontal displacements in the East support. These displacements reach their maximum value (equal to the width of the expansion joint) when the end section of the bridge deck contacts the East abutment.

In both cases the restraint on horizontal displacement creates internal forces in the girders that tend to raise them until they lose stiffness due to the high temperature and finally yield. The deflections then increase until the bridge fails. Fig. 8a shows an example of the deformed bridge deck when it fails. The failure modes are as follows:

- In the models with $k_h = \infty$ (see Fig. 8b) a local failure is observed at the vicinity of the hinged support (East Abutment) due to the compression forces caused by the deck contacting the West Abutment. In the “fire1” scenario considerable yielding is also observed at mid-span, where the bending moments are higher.
- In the models with k_h close to 0, yielding occurs in the girder web at the vicinity of the supports and in the mid-span region in the “fire1” scenario (see Fig. 8a). In “fire2”, the yielding is concentrated directly above the blazing tanker in the vicinity of the East abutment and is followed by significant web buckling (see Figs. 8c and 8d).

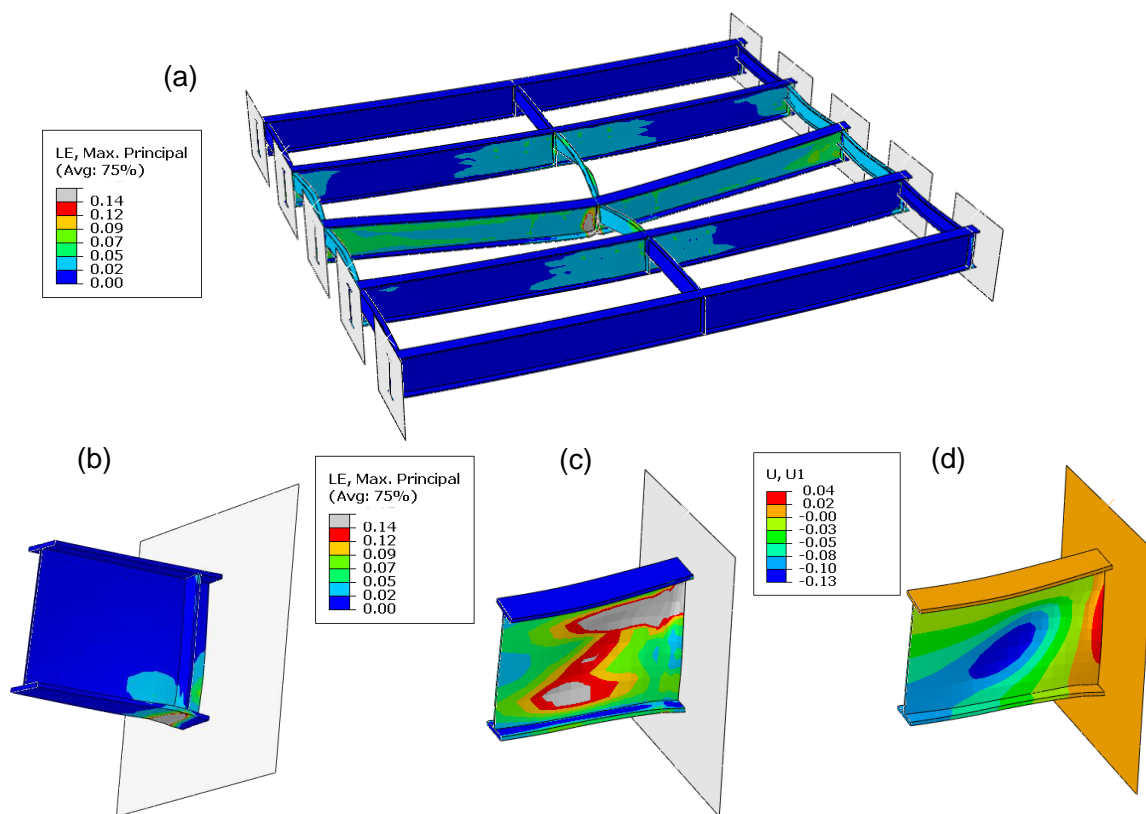


Fig. 8. Deformed shape of the bridge at failure according to the boundary condition used (a) Model fire1-FB-k0-5-Ab , deformed shape of the full bridge (b) Model fire2-FB-k ∞ -5-Ab . Local failure of Girder 3 near the pinned support. (c) Model fire2-FB-k0-5-Ab, yielding of Girder 3 near the East support, (d) Model Fire2-FB-k0-5-Ab, transverse (out-of-plane) displacements of Girder 3. Results obtained with FE models of full bridge. Grey areas in Figs. 8a, 8b and 8c correspond to yielded regions.

In all the cases analyzed, the failure of the bridge starts at Girder 3, which reaches the highest temperatures, and the “fire1” scenarios have the biggest deflections, as steel yielding appears in the supports and mid-span regions. It should be noted that times to failure are always smaller in the “fire2” scenarios, which have higher temperatures. Details on the times to failure and failure modes are given in Table 1.

The horizontal reaction at the East support is the important factor in deciding the horizontal restraint (k_h equal to ∞ or close to 0) at the pinned support to be considered in further analyses. This reaction is shown in Fig. 9 for the “fire1” scenario and a typical $k_h = \infty$ model. The results show that once the deck contacts the West abutment, the girders suffer strong compression forces because the expansion of the bridge is limited by the hinged support and the abutment, which causes horizontal reactions at the hinged support. These reactions increase rapidly and reach a peak value between 2100 kN and 2300 kN, according to the fire scenario and girder considered. These forces are almost 30 times higher than the forces the bridge’s pinned support has to withstand at ambient temperature due to the braking forces of passing vehicles (this braking force is close to be 80 kN/support, according to the AASHTO code [39]). The horizontal reaction forces caused by the fire are therefore likely to cause the hinged support to fail and would turn it into a roller or bearing with a very low capacity to restrain horizontal bridge displacements. As this hypothesis is for the case of the East support with horizontal spring stiffness close to 0, a value of k_h close to 0 is used in the remaining analyses in this paper.

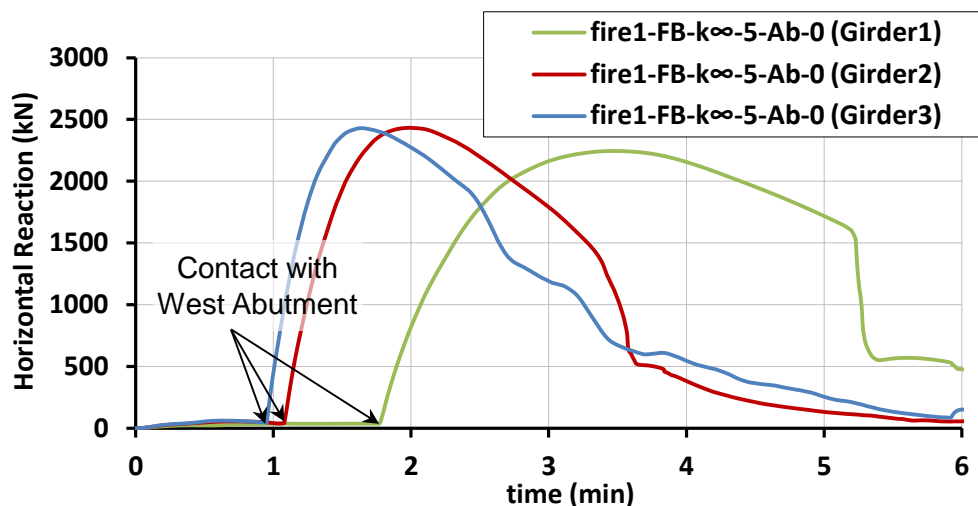


Fig. 9. Evolution of the horizontal reaction at the East support when a value of $k_h = \infty$ corresponding to a hinge is considered. The FE model includes the full bridge.

5.2 Elements included in the FE model

Previous studies on the fire response of steel I-girder bridges [21, 22, 24] have analyzed a single girder, but not the full bridge. The goal of this simplification was to make FE models simpler and calculation times shorter, so that the FE models would be easier to build and more analyses could be done with less computational effort. This section assesses the validity of this simplification with additional FE thermo-mechanical models of each bridge girder and the results are compared to those provided by the FE analyses of the full bridge deck. Table 1 contains details of the analyses and their main results.

Fig. 10 compares the thermal results and shows the temperatures at four significant points in the cross section of the most exposed girders (2 and 3) for the “fire1” scenario in the steady state. The results obtained from the single girder and full bridge FE models are the same, as the corresponding temperature curves completely overlap (temperature differences are between 1 and 3°C except in the areas of girder-transverse diaphragm contact, where they reach peak values of 10°C). The same conclusion is obtained from the “fire2” scenario models. Therefore, as expected, no significant heat transfer occurs through the deck transverse diaphragms and concrete slab, so that from the thermal point of view, it is not necessary to build a FEM of the full bridge.

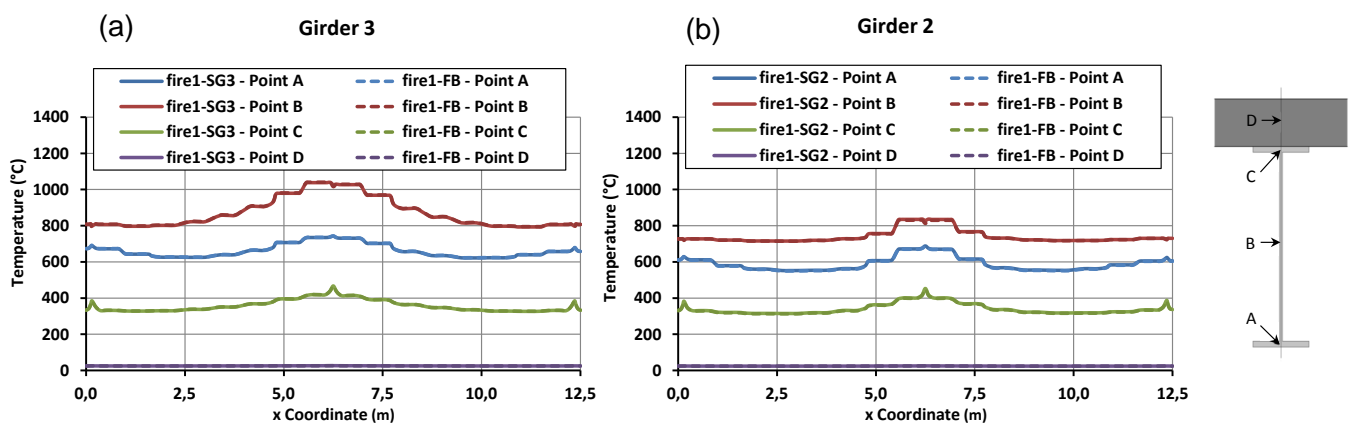


Fig. 10. “fire1” scenario. Temperatures in Girder 3 and Girder 2 in the steady state in thermal FE models including the full bridge or a single girder.

The influence of the size of the structural FE models is studied by comparing three types of result: i. e. deck deflections, times to failure and failure modes.

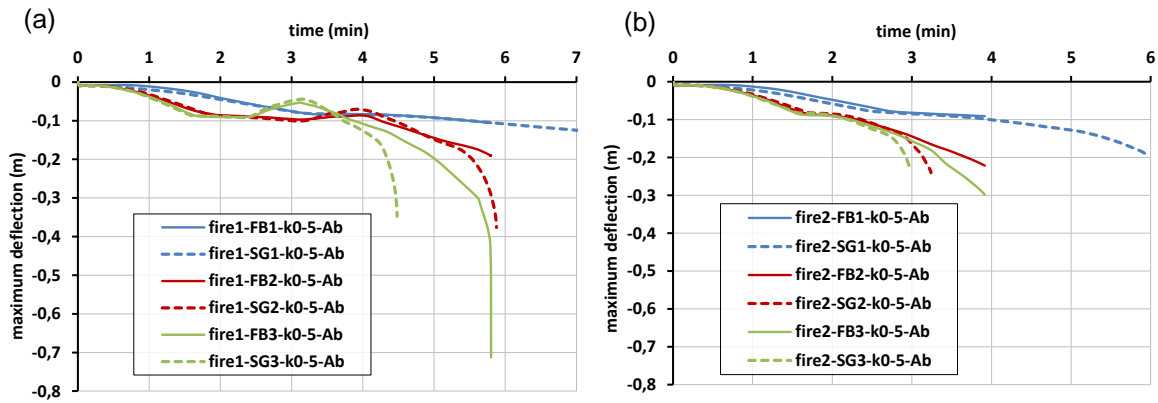


Fig. 11. Comparison of the evolution of the maximum deflections according to the size of the FE model: (a) “fire1” scenario, (b) “fire2” scenario.

Fig. 11 shows the evolution of the maximum deflections of each bridge girder and type of FE model used for both fire scenarios. The structural behavior is very similar until significant yielding or until the first plastic hinge develops in Girder 3. When this happens:

- Girder 3 experiences runaway and fails in the FE models containing a single girder.
- In the full bridge models Girder 3 transfers part of the load to the rest of the deck through the transverse diaphragms, which causes longer times to failure and greater maximum deflections. This process continues until additional significant yielding occurs and the structure fails. Note that when this happens, the structural analysis of the full bridge stops, even if Girder 1 still keeps its load-bearing capacity. This means Girder 1 has longer times to failure in the single girder than in the full bridge analysis.

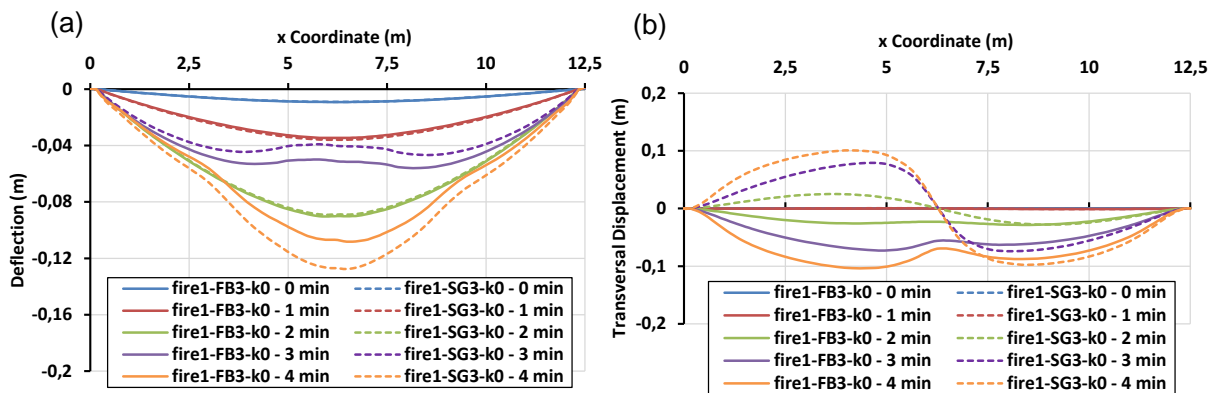


Fig. 12. Comparison of vertical deflections and transverse displacements in Girder 3 for the “fire1” scenario according to the FE models used (full bridge versus single girder).

Fig. 12a and 12b show, respectively, the evolution of the deflections of Girder 3 as well as the transverse (out-of-plane) displacements of the central bottom fiber of Girder 3's bottom flange in the "fire1" scenario, according to the elements included in the FEM. The following comments are relevant:

- The evolution of the deflections is very similar in all cases. There is a difference of 2 cm in maximum deflection, which is not important from the engineering point of view. This difference is explained by the presence of transverse diaphragms in the FEM that make it possible for all the girders to combine in resisting the applied loads. Similarly, when Girder 3 experiences an upward movement, the transverse diaphragms tie Girder 3 to the adjacent girders, this results in smaller lifting movements in the full bridge model. Time to failure of Girder 3 is 4.5 min, which is less than the 5.8 min needed by the full bridge model to reach the collapse of the structure. From the engineering point of view the difference is not important because the time at which significant yielding appears is the same (around 3.2 min after the start of the fire) and is probably the most critical time, as it marks the point at which significant rehabilitation work or even replacement of the deck will be required.
- The failure mode (instability due to lateral buckling) is the same, but the buckling mode shapes differ. In the single girder model, transverse diaphragms are not included in the FE model, but their influence is considered by imposing null out-of-plane displacements at the intersection of Girder 3 with the diaphragms. These conditions mean the buckling length of the beam is half of the span-length (as there are transverse diaphragms at the supports and at mid-span sections). However, as the transverse diaphragms do not have infinite axial stiffness, when the FEM includes the full bridge, the diaphragms do not completely prevent the out-of-plane displacements in Girder 3, which gives the buckling mode shown in Fig. 12b.

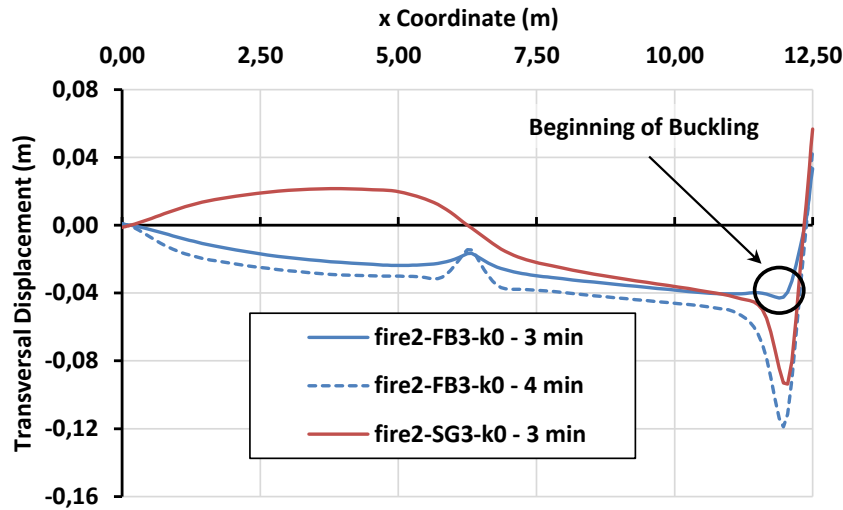


Fig. 13. “fire2” scenario. Transverse (out of plane) displacement of Girder 3’s mid-web according to the size of the FE model.

Fig. 13 shows the transverse out-of-plane displacements of Girder 3’s mid-web in the “fire2” scenario. The results show that the failure mode, which is due to web buckling in the vicinity of the East support, does not depend on the type of model considered (full bridge or single girder). The evolution of the deflections and the times to failure follow the same pattern as in the “fire1” scenario and its analysis is not repeated. Mid-web temperatures at failure are around 950-1100°C for both fire scenarios.

Summarizing: single girder models reproduce the same failure modes as full bridge models, have similar critical temperatures and provide reasonably conservative predictions of the time to failure. Single-girder models will therefore be used in the rest of the parametric study. This decision is also supported by the fact that single girder models require much shorter calculation times than full bridge models (up to 4.5 times less for thermal models and 13 times less for structural models).

5.3 Vertical clearance of the bridge.

This section analyzes the influence of the vertical clearance of the bridge on its fire response, for which ten further analyses were carried out (see Table 1) to have results related to clearances between 5 and 10 m. Fig. 14 shows the maximum adiabatic temperatures at the most thermally exposed section of the bridge in the steady state, as well

as the analytical relations between the vertical clearance (v) and adiabatic temperatures (T). The different times to failure and failure modes can be seen in Table 1.

The following conclusions can be drawn from the results:

- As expected, temperatures decrease as vertical clearance increases (see Fig. 15a and b), because the greater the clearance the smaller the surface of the bridge affected by the flames. The maximum temperature values of the temperature drop is close to 720 °C for “fire1” scenarios and close to 250 °C for “fire2”. The effect of the temperature drop is much more noticeable in Fire1 due to the Coandă effect [40], or the tendency of a jet of fluid to be attracted to a nearby surface. In the “fire2” scenario, the Coandă effect causes the flames to adhere to the walls of the East Abutment and reach higher levels (see Fig. 15c), which results in further heating of the bridge deck.
- Vertical clearance influences the time to failure but does not change the failure mode. As the clearance increases, the temperatures in the bridge decrease and time to failure gets longer. For example, they are 22% and 520% for “fire1” scenarios and 6% and 22% for “fire2”, when clearance is increased from 5 m to 6 m and 8 m respectively. Fig. 16 details the evolution of the maximum vertical deflection of Girder 3. It is noticeable that the failure modes are not influenced by the clearance, as neither the overall shape of all the deflection curves (see Fig. 16) nor the girder region with the highest temperature depends on this factor. Also noteworthy is the fact that in “fire1” scenarios the bridge has not collapsed one hour after the start of the fire when clearance is equal to or greater than 9 m.

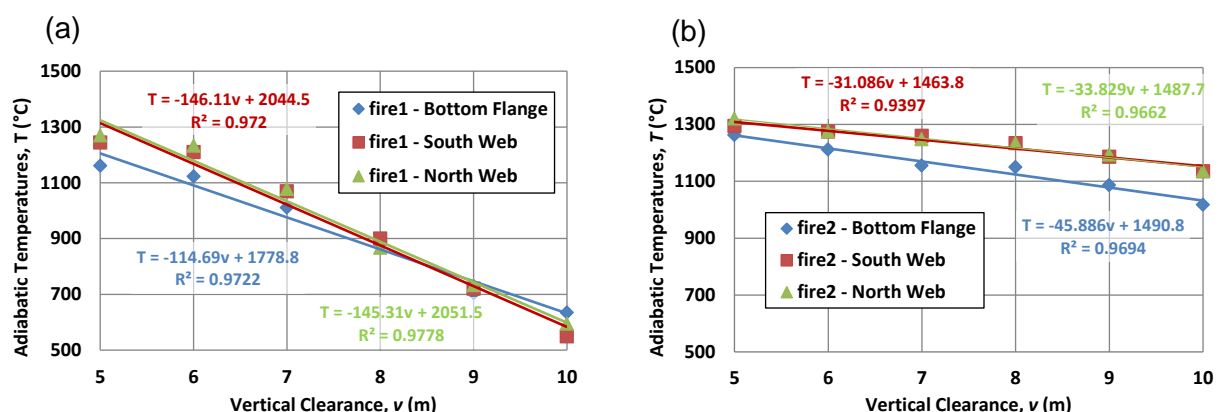


Fig. 14. Influence of vertical clearance on the steady state adiabatic temperatures in the most thermally exposed section of the bridge: (a) mid-span section of Girder 3 for the “fire1” scenario, (b) section of Girder 3 close to the East Abutment for the “fire2” scenario.

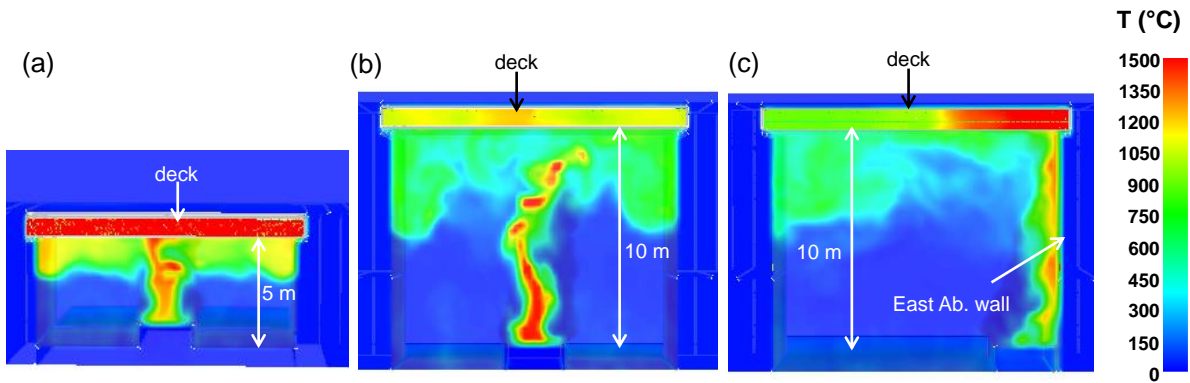


Fig. 15. Longitudinal section of the bridge for Girder 3 showing FDS temperature results at the steady state: (a) "fire1" scenario, 5 m clearance, (b) "fire1" scenario, 10 m clearance, (c) "fire2" scenario, 10 m clearance.

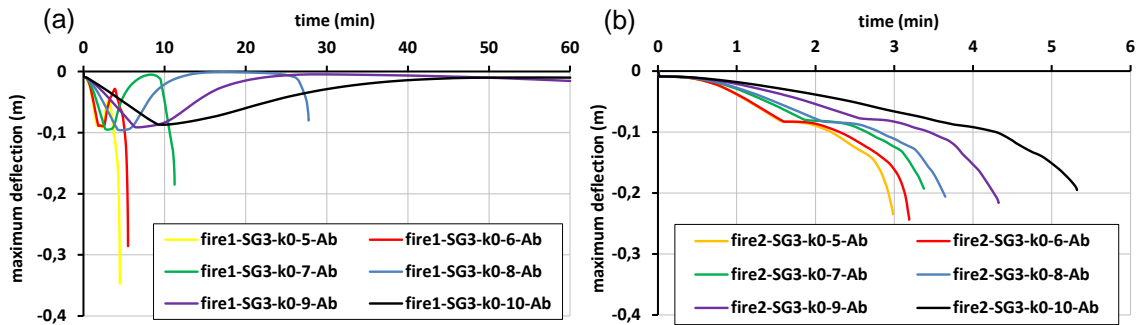


Fig. 16. Influence of vertical clearance on the maximum vertical deflection of Girder 3: (a) "fire1" scenario, (b) "fire2" scenario.

5.4 General configuration of the bridge and deck substructure

In this section, the influence of the general configuration of the bridge and deck substructure is studied by comparing the fire response of the reference case study (a simply supported single-span bridge supported on two full-retaining U-shaped abutments) to the response of a three-span bridge with the same span length as the reference case study, with the fire load under the central span and the central span supported on two sets of piers. Fig. 17 shows a general view of the three-span bridge in the steady state of a "fire2" scenario. Table 1 and Figs. 18 and 19 detail the main results obtained.

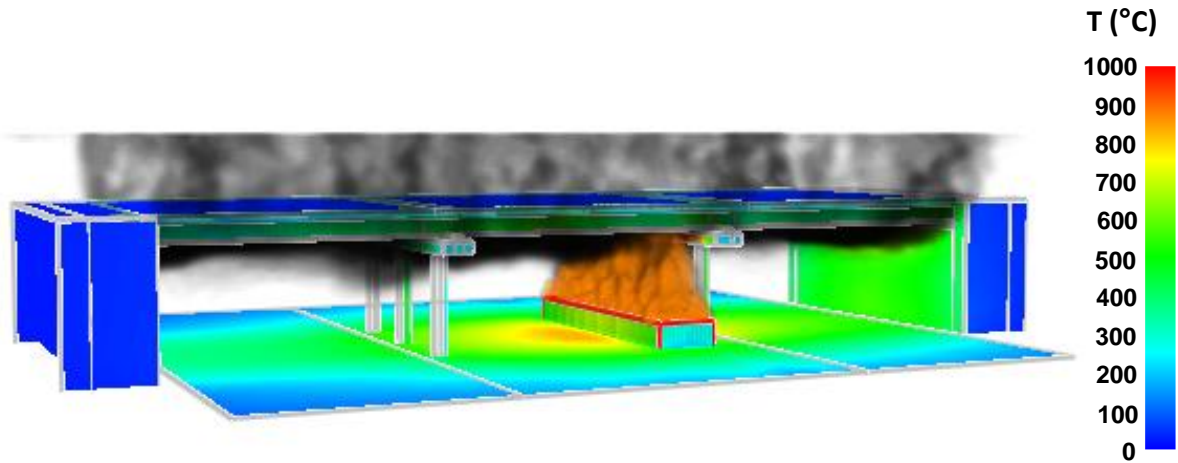


Fig. 17. General view of three-span bridge in the steady state of the “fire2” scenario showing the temperatures obtained with FDS.

The results show that times to failure increase from 4.5 min (“fire1”) and 3 min (“fire2”) in the case study to 8.5 min (“fire1”) and 4 min. (“fire2”) in the three-span bridge, which represents an increase in time to failure of 89% and 33%, respectively. This increase is due to the lower temperatures reached by the bridge deck when supported on piers, because: (a) better ventilation of the area where the fire takes places results in less accumulation of heated gas around the bridge deck, and (b) the Coandă effect, which plays a major role in the “fire2” scenarios, is now less important. The maximum temperature decrease reaches values close to 250°C (“fire1”) and 340°C (“fire2”) in the areas furthest away from the burning tanker and is much smaller immediately above it (see Fig. 18). This explains the bigger increase of time to failure in the “fire1” scenario, as the failure in this case is caused in great part by the yielding of the steel in the area close to the abutments, where the temperature decrease is maximum. That the failure modes do not depend on the general configuration of the bridge is proved by the fact that the overall shape of the curves showing the evolution of the maximum bridge deflections (see Fig. 18) does not change. Web temperatures in the hottest section at the time of collapse vary between 970 and 1165 °C.

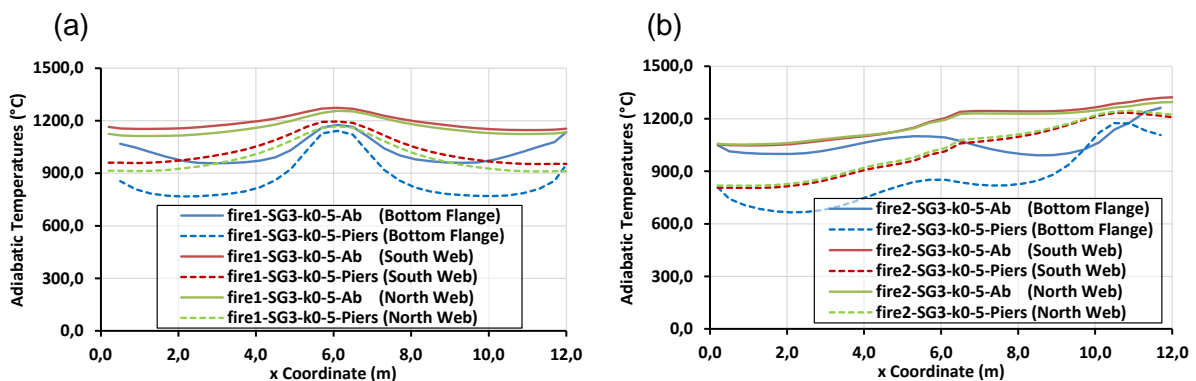


Fig. 18. Influence of the number of bridge spans on the adiabatic temperatures of Girder 3: (a) “fire1” scenario, (b) “fire2” scenario.

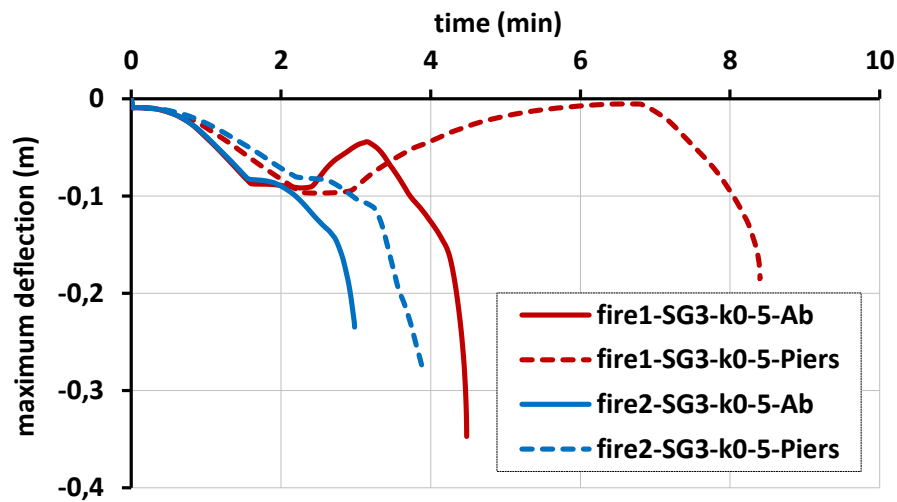


Fig. 19. Influence of the number of bridge spans on the maximum vertical deflection of Girder 3.

5.5 Wind

Finally, the influence of wind was considered by studying the fire response in the case study to six different wind speeds (0, 1, 4, 8, 12, and 16 m/s) at the time of the tanker accident, with the wind blowing perpendicular to the longitudinal axis of the bridge. Fig. 20a shows Girder 3's adiabatic temperatures in the steady state for the "fire1" scenario. The results show that the wind blows the flames away from the bridge (Fig. 20b), thus reducing bridge temperatures. Therefore, in cases of tanker fires under a bridge it is conservative not to consider any wind in the analyses. However, it should also be pointed out that, in fires where the tanker is outside of the bridge's footprint, the wind could blow the flames towards the bridge and produce some damage, although an accident with the tanker fire under the bridge would always be worst. Results are similar for the "fire2" scenario and for the sake of brevity are not plotted in Fig. 20.

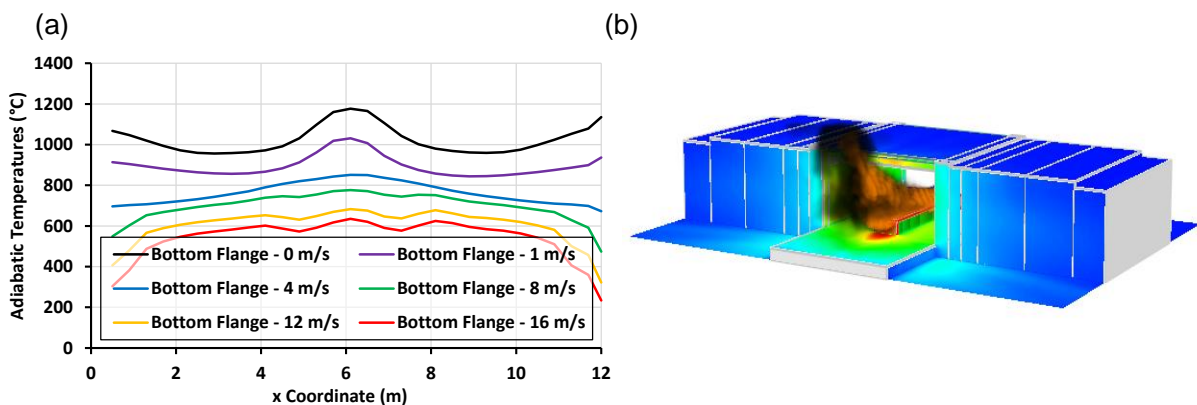


Fig. 20. Influence of the presence of wind perpendicular to the bridge longitudinal axis in “fire1” scenario: (a) adiabatic temperatures in the bottom flange of Girder 3 according to wind speed, (b) 3D view of bridge showing the wind effect on flames when the wind speed is 8 m/s.

6. Conclusions and future work

Bridge fires are currently a major concern due to the high number of such events and the damage they can cause. Despite this, building codes do not detail how to deal with bridge fires and little research has been carried out on the topic. This paper proposes guidelines for the numerical modeling of simply-supported steel girder bridges and studies the influence of geometrical and environmental parameters on their fire response. The following conclusions can be drawn from the set of analyses carried out:

- The heating of the bridge causes very high horizontal reaction forces in the bridge deck hinges. These forces are very likely to cause hinge failure and reduce their capacity to restrain horizontal deck movement. The hinges should therefore be modeled in the structural simulations as rollers with horizontal spring stiffness close to 0.
- The fire response of the bridge deck can be obtained with FE models of the most exposed girder and does not require building a model of the full bridge deck. This is possible because, when appropriate boundary conditions are used, single girder FE models: (a) reproduce the same failure modes and have critical temperatures similar to those obtained with full bridge models, (b) provide reasonable conservative predictions of the bridge times to failure. The simplification of using single girder instead of full bridge deck models is important, as it enables considerable modeling and calculation time savings.
- Fire scenarios with the burning tanker close to an abutment are more unfavorable than under the mid-span because they result in higher temperatures due to the Coandă effect and shorter times to failure.
- Increasing the bridge vertical clearance reduces the damage caused by a fire under the bridge. This effect is more marked for scenarios involving a tanker under the bridge mid-span. The relation between vertical clearance and temperatures in the most exposed section of the bridge is linear.
- Multi-span bridges have a better fire response than single-span bridges supported by full-retaining abutments because of the better ventilation of the fire

affected area and the lesser importance of the Coandă effect in the case of multi-span bridges.

- The presence of wind generally reduces the effects of fires, although it can also blow a fire towards a bridge if it starts outside the bridge footprint.

The research presented in this paper focuses on the study of existing steel I-girder bridges where the concrete slab is not structurally connected to the girders. Future research should include composite bridges, as this structural system is commonly used nowadays for bridges with span lengths similar to the one analyzed in this paper.

Acknowledgements.

Funding for this research was provided by the Spanish Ministry of Science and Innovation (Research Project BIA 2011–27104) and the Universitat Politècnica de València (Research and Development Support Program PAID-06-11). All opinions expressed in this paper are the authors' and do not necessarily reflect the policies and views of the sponsors.

References

- [1] Chang S and Nojima N. Measuring post-disaster transportation system performance: the 1995 Kobe earthquake in comparative perspective. *Transportation Research Part A* 2001; 35: 475–484.
- [2] Zhu S., Levinson D, Liu HX, Harder K. The traffic and behavioral effects of the I-35W Mississippi River bridge collapse . *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 2010 44 (10): 771-784.
- [3] Ghosn M, Moses F, Wang J. NCHRP Report 489. Design of Highway Bridges for Extreme Events. Transportation Research Board of the National Academies. Washington D.C., USA. 2003.
- [4] Cheng J. Reliability analysis of the Sutong Bridge Tower under ship impact loading, *Structure and Infrastructure*, doi: 10.1080/15732479.2012.757792
- [5] Mostafaei H and McCartney C. Vulnerability of bridges and other critical infrastructure to extreme fire and BLEVEs. NRC research Report n° 4259. 2012. [68 pages].
- [6] Wright W, Lattimer B, Woodworth M, Nahid M, Sotelino E. Highway Bridge Fire Assessment Draft Final Report. Prepared for the NCHRP Program Transportation Research Board of the National Academies. Virginia Polytechnic Institute and State University, 2013. [492 pages].
- [7] San Francisco Gate. The Maze Meltdown. www.sfgate.com [Accessed August 30, 2014].
- [8] Chung P., Wolfe R.W., Ostrom T., Hida S. Editors. Accelerated Bridge Construction Applications in California- A "Lessons Learned". Report issued by the California Department of Transportation, 2008. [55 pages].

- [9] PennLive. No. 8 - Catastrophe on I-81 overpass is a \$13 million wake-up call: 13 for '13. www.pennlive.com [Accessed August 30, 2014].
- [10] Garlock ME, Paya-Zaforteza I, Gu L, Kodur V. Fire Hazard in Bridges: Review, Assessment and Repair Strategies. *Engineering Structures* 2012;35:89–98.
- [11] Mostafaei H, Sultan M, Kashef A. Resilience assessment of critical infrastructure against extreme fires. In Proc. of the 8th International Conference on Structures in Fire. Shanghai, China, June 12-13, 2014, p. 1153-1160.
- [12] Jiang J, Usmani A. Modeling of steel frame structures in fire using OpenSees. *Computers & Structures* 2013; 118:90-99.
- [13] Couto C, Vila Real P, Lopes N, Rodrigues JP. Buckling analysis of braced and unbraced steel frames exposed to fire. *Engineering Structures* 2013; 49: 541-59.
- [14] Quiel SE, Garlock MEM, Paya-Zaforteza I. Closed Form Procedure for Predicting the Capacity and Demand of Steel Beam-Columns under Fire. *ASCE Journal of Structural Engineering* 2011; 137: 967-76.
- [15] Moura Correia AJP, Rodrigues JPC, Gomes FCT. A simplified calculation method for fire design of steel columns with restrained thermal elongation. *Computers & Structures* 2013; 116: 20-34.
- [16] Moliner V, Espinos A, Romero ML, Hospitaler A. Fire behavior of eccentrically loaded slender high strength concrete-filled tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research* 2013; 83:137-146.
- [17] Xi F, Li QM, Tan YH. Dynamic response and critical temperature of a steel beam subjected to fire and subsequent impulsive loading. *Computers & Structures* 2014; 135: 100-108.
- [18] Elhami Khorasani N, Garlock M, Gardoni P. Fire load: Survey data, recent standards, and probabilistic models for office buildings. *Engineering Structures* 2014; 58: 152-165.
- [19] Wang Y, Dong Y, Zhou G. Nonlinear numerical modeling of two-way reinforced concrete slabs subjected to fire. *Computers & Structures* 2013: 23-36.
- [20] C. Maraveas and A.A. Vrakas. Design of Concrete Tunnel Linings for Fire Safety. *Structural Engineering International* 2014; 24: 319-329, doi: 10.2749/101686614X13830790993041
- [21] Payá-Zaforteza I, Garlock M. A numerical investigation on the fire response of a steel girder bridge. *Journal of Constructional Steel Research* 2012; 75: 93-103.
- [22] Alos-Moya J, Paya-Zaforteza I, Garlock M.E.M., Loma-Ossorio E, Schiffner D, Hospitaler A. Analysis of a bridge failure due to fire using computational fluid dynamics and finite element models. *Engineering Structures* 2014; 68: 96-110.
- [23] Chen W, Duan L. *Bridge Engineering Handbook*. New York, 2000.
- [24] Aziz E.M., Kodur V.K., Glassman J.D. and Garlock M.E. Moreyra. Behavior of steel bridge girders under fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research* 2015; 106: 11-22.

- [25] Quiel SE, Yokoyama T, Bregman L.S., Mueller K.A., Marjanishvili S.M. A streamlined framework for calculating the response of steel-supported bridges to open-air tanker truck fires. *Fire Safety Journal* 2015; 73: 63-75.
- [26] Gong X., Agrawal A.K. Numerical simulation of fire damage to a long-span truss bridge. *Journal of Bridge Engineering* 2014; doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000707
- [27] Xanthakos TE. *Theory and design of bridges*. New York, USA : John Wiley and Sons, 1994.
- [28] Mc Grattan K, McDermott R, Hostikka S, Floyd J. *Fire Dynamics Simulator (version 5). User's Guide*. NIST Special Publication 1019-5, Gaithersburg, MD, USA, 2010.
- [29] Simulia. *Abaqus/standard version 6.9 user's manual*; 2009.
- [30] Mc Grattan K, Hostikka S, Floyd J, Baum H,Rehm R, Mell W, McDermott. *Fire Dynamics Simulator (Version 5). Technical Reference Guide. Volume 1: Mathematical model*. NIST Special Publication 1018-5, Gaithersburg, MD, USA, 2010.
- [31] Peris-Sayol G, Alós-Moya J, Payá-Zaforteza I, Hospitaler-Pérez A. Estudio paramétrico de la respuesta termo-estructural de un puente metálico multijácena sometido a incendios reales. A parametric study on the thermo-mechanical response of a multi-girder steel bridge submitted to real fires. *Informes de la Construcción* 2014; 66(Extra-1): m002 doi: 10.3989/ic.13.077. In Spanish.
- [32] Society of Fire Protection Engineers. *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering*. 3th Edition. NFPA, USA; 2002. ISBN 087765-451-4.
- [33] Wickstrom U, Dat Duthinh D, McGrattan K. Adiabatic Surface Temperature for Calculating Heat Transfer to Fire Exposed Structures. *Interflam 2007*. September 2007, Vol. 2: 943-953.
- [34] Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J, Hospitaler A. Análisis de la influencia del tipo de elemento finito empleado en la respuesta frente al fuego de un puente metálico. Influence of the finite element model used in the fire response of a steel bridge. In *Proc. of the Third Fire Engineering Conference*. Valencia, Spain, October 23rd, 2014. In Spanish.
- [35] European Committee for Standardization (CEN). EN 1992-1-2:2011 Eurocode 2. Design of concrete structures, Part 1-2: General rules - Structural fire design, European Committee for Standardization. Brussels, Belgium. 2011.
- [36] European Committee for Standardization (CEN). EN 1993-1-2:2011 Eurocode 3. Design of steel structures, Part 1-2: General rules - Structural fire design, European Committee for Standardization. Brussels, Belgium. 2011.
- [37] Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Alós-Moya J. Analysis of the response of a steel girder bridge to different tanker fires depending on its structural boundary conditions. In *Proc. of the 8th International Conference on Structures in Fire*. Shanghai, China, June 12-13, 2014.
- [38] European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 1 Actions on structures, part 1–2: general actions – actions on structures exposed to fire. Brussels (Belgium): CEN; 2002.

[39] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). LRFD Bridge design specifications. Washington D.C, USA; 2012.

[40] Faber TE. Fluid Dynamics for Physicists. Cambridge, UK : Cambridge University Press, 1995.

Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2017)

“Detailed Analysis of the Causes of Bridge Fires and Their Associated Damage Levels”.

Journal of Performance of Constructed Facilities, Volume 31, Issue 3 (June 2017)

Detailed analysis of the causes of bridge fires and their associated damage levels

G. Peris-Sayol¹, I. Paya-Zaforteza², S. Balasch-Parisi³, J. Alós-Moya⁴

Abstract

Although bridge fires pose a real threat, the topic is not covered in current design codes. This paper analyses information related to 154 cases of bridge fires, proposes classifying the damage levels suffered by a bridge during a fire, and establishes the main factors involved in bridge fire damage, which include: type of vehicle involved in the fire and its position, vertical clearance of the bridge, and the type of material composing the deck. The analysis shows that wooden bridges are the most vulnerable and that a tanker carrying gasoline under the bridge, or that is on the bridge and causes a serious spill under the bridge, is responsible for most of the fires that result in the collapse or demolition of the bridge.

Keywords: fire, bridge, statistical analysis, tanker fire, performance based approach.

¹ Research Asssitant. ICITECH, Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n, 46071 Valencia, Spain. Email: guipesa2@upv.es

² Associate Professor. ICITECH, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n, 46071 Valencia, Spain (corresponding autor). Email: igpaza@upv.es

³ Professor. Dpto. de Estadística e Investigación Operativa Aplicadas y Calidad, Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n, 46071 Valencia, Spain. Email: sbalasch@upv.es

⁴ Research Assistant. ICITECH, Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n, 46071 Valencia, Spain. Email: joalmo11@upv.es

Introduction

Recent research (Garlock et al. 2012; Wright et al. 2013; Mostaffei et al. 2014) has highlighted the importance of bridge fires and the failure of the current codes to provide design standards that adequately protect bridges against fires. In fact, the codes dealing with bridge design such as the Eurocode 1 part 2 (European Committee for Standardization –CEN- 2003) and the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) standards (AASHTO 2015) ignore bridge fires altogether, and fire design standards such as the Eurocode 1 part 1-2 (CEN 2002) focus on buildings but do not cover bridges. The only standard containing information on how to deal with bridge fires is the National Fire Protection Association (NFPA) 502 "Standard for road tunnels, bridges and other limited access highways" (NFPA 2008). This standard contains some guidelines that apply to bridges over 300 m long, but the guidelines are along general lines and do not explain how to analyze a bridge under fire loads or how to protect them against fires. For example, Section 6.3.3 of the NFPA 502 states, "For through truss and suspension bridges or elevated highways, an engineering analysis shall be prepared to determine acceptable risks, including possible collapse" but it does not provide any guidance on how to carry out the required engineering analysis.

This gap in the current codes together with the serious consequences of bridge fires has given rise to significant research in recent years. Research groups have proposed the use of fire curves (see e.g. Payá-Zaforteza and Garlock 2012), simplified methodologies based on the calculation of radiation heat fluxes (Quiel et al. 2015) or Computational Fluid Dynamics techniques (Alós-Moya et al. 2014, Peris-Sayol et al. 2014, 2015, Wright et al. 2013, Gong and Agraval 2014). In most of these studies the analysis focuses on fires caused by overturned tanker trucks below the bridge deck (Wright et al. 2013; Alós-Moya et al. 2014, Peris-Sayol et al. 2014, 2015), although Wright et al. 2013 and Gong and Agraval 2014 compared the effects of fires in different vehicles, including buses, heavy goods vehicles and tankers. Tankers were used as the fire load in these studies, since this type of vehicle has been responsible for the worst accidents, e.g. Hazel Park (2004), McArthur Maze (2007), Rouen (2012) and Ohio (2015) (see Table 1 for accident information). However, these studies do not give a detailed analysis of the causes and consequences of a wide range of fire events.

Table 1. Examples of significant bridge fires

Bridge/Location	Date	Cause of Fire	Bridge Material	Damage Description	Bridge Damage Level	Reference
I-20/I-59/I-65 interchange in Birmingham, AL, USA	January 5, 2002	A gasoline tanker overturned and started a fire under the bridge	Composite deck (steel girders + reinforced concrete slab)	Main span sagged about 3 meters and the bridge had to be replaced	4	Alos et al (2014)
Charilaos Trikoupis (Rio-Antirrio) Bridge, Greece	January 28, 2005	The cause of the fire is not ascertained, but it is believed that it could have been caused by a lightning	Cable-stayed bridge with a composite deck	One of cable caught fire and collapse, damaging the adjacent cable and crushing onto the deck	3	Giuliani et al. (2012)
Brooklyn Queens Expressway close to Roosevelt avenue, New York, NY, USA	January 16, 2006	A gasoline tanker crashed under the bridge	Composite deck. The bridge was under construction and only the steel girders were on place. The concrete slab was not built.	Complete collapse of the girders which fell on the freeway below	5	NYtimes (2006)
Mezcala Bridge, Mexico	March 17, 2007	A coconut-carrying truck collided with two school buses and started a fire	Cable-stayed bridge with a steel deck	Failure of one stay and limited damage to an adjacent stay	3	Feng and Cai (2009)
I-80/880 interchange (MacArthur Maze) in Oakland, CA, USA	April 29, 2007	A gasoline tanker crashed under the bridge	Composite deck (steel girders + reinforced concrete slab) supported by reinforced concrete columns	A 50 m section of the interchange collapsed	5	Noble et al. (2008) Astaneh et al. (2009)
Bridge over the I-75 highway near Hazel Park, MI, USA	July 15, 2009	A gasoline tanker truck struck an overpass on the I-75	Composite deck (steel girders + reinforced concrete slab)	Complete collapse of the bridge which fell on the freeway below	5	Garlock et. al (2012)
Freeway 80 under Paramount Boulevard, Montebello, CA, USA	December 14, 2011	A gasoline tanker caught fire under the bridge	Concrete girders with a reinforced concrete slab on top	Generalized spalling in the structure and damage in the reinforcing bars. The bridge was demolished	4	Giuliani et al. (2012)
Highway 57, Dormagen, Germany	February 14, 2012	Plastic stored under the bridge caught fire	Concrete slab	Generalized spalling in a section of the structure. The bridge was demolished	4	Bergerhausen and Prieststaff (2012)

Pont Mathilde, Rouen, France	October 29, 2012	A tanker overturned and caught fire on the bridge. The fuel spill reached some trucks parked under the bridge that also caught fire	Steel deck with I-girders	Severe deformation of the girder in the section close to the fire. A section of the bridge had to be demolished	4	Godart et al. (2015) Le Figaro (2015)
Interchange I-85/route 23-322, Harrisburg, PA, USA	May 9, 2013	A diesel tanker crashed	Two bridges in the intersection got involved in the fire, both with a composite deck (steel girders + reinforced concrete slab)	The bridge above the fire had to be demolished. The bridge on which the tanker blazed could be repaired.	4	Le High Walley Live (2013) The Sentinel (2013)
Ed Koch Queensboro Bridge, NY, USA	August 16, 2013	A 12-m tractor-trailer traveling on the outbound lower level of the bridge caught fire	Five-span cantilever truss bridge	Two stringers of the upper deck were severely deformed and damaged.	2	Gong and Agrawal (2015)
Overpass in El Cairo, Egypt	February 11, 2014	Gas cylinders in the shanty town underneath exploded	Composite deck (steel girders + reinforced concrete slab) supported by steel columns	One of the steel columns collapsed due to the high temperature. Three sections of the bridge completely collapsed.	5	Yahoo News (2014) Ahram (2014)
Ranchero Road overpass onto the I-15, Hesperia, CA, USA	May 5, 2014	Workers accidentally ignited the wooden formwork of a concrete bridge under construction	Wooden formwork supported by steel girders (the bridge deck was under construction)	Collapse of the steel girders which fell on the freeway below.	5	Los Angeles Times (2014) CBS Los Angeles (2014)
I-65/Peytonsville Road, Franklin, TN, USA	August 15, 2014	A gasoline tanker ran into a pier of the overpass and exploded	Two overpasses were affected, one with concrete girders, another under construction with steel girders, both with a reinforced concrete slab resting on the girders.	Severe deformation of the steel girders and significant spalling in the concrete bridge. Both bridges were demolished.	4	WSMV (2014) The Tennessean (2014)
I270/I-70 Ramp, Ohio, USA	July 1, 2015	An ethanol tanker fire caught fire under the bridge	Reinforced concrete slab	Generalized concrete spalling. The reinforcing bars broke and fell due to high temperatures. The bridge was demolished	4	10TV (2015) NBC4 (2015)

In this context, this paper studies the relationship between the characteristics of a fire event, the geometrical and structural properties of the bridge and the damage suffered by the bridge as a consequence of the fire. The study presented here is based on the analysis of 154 cases of bridge fires between 1997 and 2015 and complements previous work (Naser and Kodur 2015). The study aims at finding the bridge types most vulnerable to fires and at establishing the fire scenarios that should be considered when studying a bridge's fire response. We also aim to set the foundations for the development of a performance-based approach for including fire-protection measures in bridge design. By focusing on the analysis of engineering failures, the paper also aims to learn from previous disasters and to extend the engineering aspects considered by other research groups (see e.g. Calderón et al. 2009; Dai et al. 2015; Lee and Wang 2015; Carretero-Ayuso et al. 2015). This paper is organized as follows. Firstly the methodology used to define the parameters that characterize bridge fires is described. Then a statistical analysis of the relationship between all the parameters considered is carried out and finally the main conclusions of the research are given.

Data collection

The work of Garlock et al. (2012), who collected the available information on 11 bridge fires, was used as the starting point for the present study. The original 11 cases were expanded into a total of 154 by adding others from an extensive search of information published in specialist journals, reports by bridge management authorities and information published in the news. This information was assembled into a data base that included the following fields: identifying name of bridge fire, bridge site, deck material, bridge structural system, bridge span and width, cause of fire, and damage level caused by the fire. In the cases of fires caused by a product in storage or being transported by a truck, the fuel type was also specified. In the cases of fires caused by tanker trucks, the tanker truck position was also detailed. Further details of all these fields are given below.

Bridge site

Three types of bridge site were considered:

- 1) Rural: involving secondary roads with little traffic.
- 2) Urban: the bridge is part of a city road network.
- 3) Suburban: on accesses to cities or industrial estates.

Deck material

Four categories were included: reinforced or prestressed concrete, steel, composite steel-concrete, and wooden structures.

Structural system

The following types were considered: cable-stayed bridges, suspension bridges, arch bridges, truss bridges, box girder bridges and I-girder bridges.

Note that in this study, the bridge structural system and the bridge material are considered as two independent fields. That means that, for example, results related to I-girder bridges apply to this structural system regardless of the construction material used in the bridge.

Bridge span and width

Bridge spans and widths were mostly obtained from the data included in accident investigations. In cases where this information was not available we resorted to Google Earth to estimate these dimensions.

Cause of fire

The initiating fire element is one of vital importance in analyzing fire effects. The present study considers the following seven fire causes:

- 1) Cars: fire caused by a blazing car: In such cases the fire is fed by both the car components and its fuel, which in 99% of cases is composed of gasoline or diesel (Society of Fire Protection Engineers –SFPE- 2002).
- 2) Trucks: Fire caused by a truck carrying goods other than highly flammable fuels. In some cases only the truck catches fire and in others the cargo also.
- 3) Tanker trucks: this type also includes trains transporting highly flammable liquid or gas fuels.

- 4) Electrical problems: in many cases electrical equipment is carried over bridges, involving the risk of short circuits and consequent fire in the structure or its surroundings.
- 5) Stored materials: the space under a bridge is often used as a store and the materials sometimes catch fire and damage the bridge structure.
- 6) Forest fires or arson: bridges caught in forest fires or deliberately torched by arsonists.
- 7) Others: includes those that do not fit into any of the above categories, such as formwork fires or those whose cause has not been determined.

Fuel types

This category was considered in cases in which the fire was clearly due to the combustion of a product in storage or being transported by truck. The following fuel types were studied: gasoline, diesel fuel, other hydrocarbons, alcohol-based liquids, tires, plastics and other solid materials.

Position of tanker truck

When the initiating fire element is a tanker, the positions of the tanker and the fuel spill define the position of the fire load in relation to the bridge structure. This fire load position is very important to determine which parts of the bridge will be affected by the fire and, therefore, to study the bridge damage level. In this research the following four categories of fire load position were considered.

- 1) Tanker on the bridge with no fuel spillage onto lower sections.
- 2) Tanker under the bridge.
- 3) Tanker on the bridge with considerable fuel spillage causing a fire in lower sections.
- 4) Tanker near but not in contact with the bridge.

Damage levels

The fire damage caused to the bridge was classified in five levels: from the lowest (Damage Level 1) to the highest (Damage Level 5) (see below). Figure 1 shows some examples that illustrate these bridge damage levels.

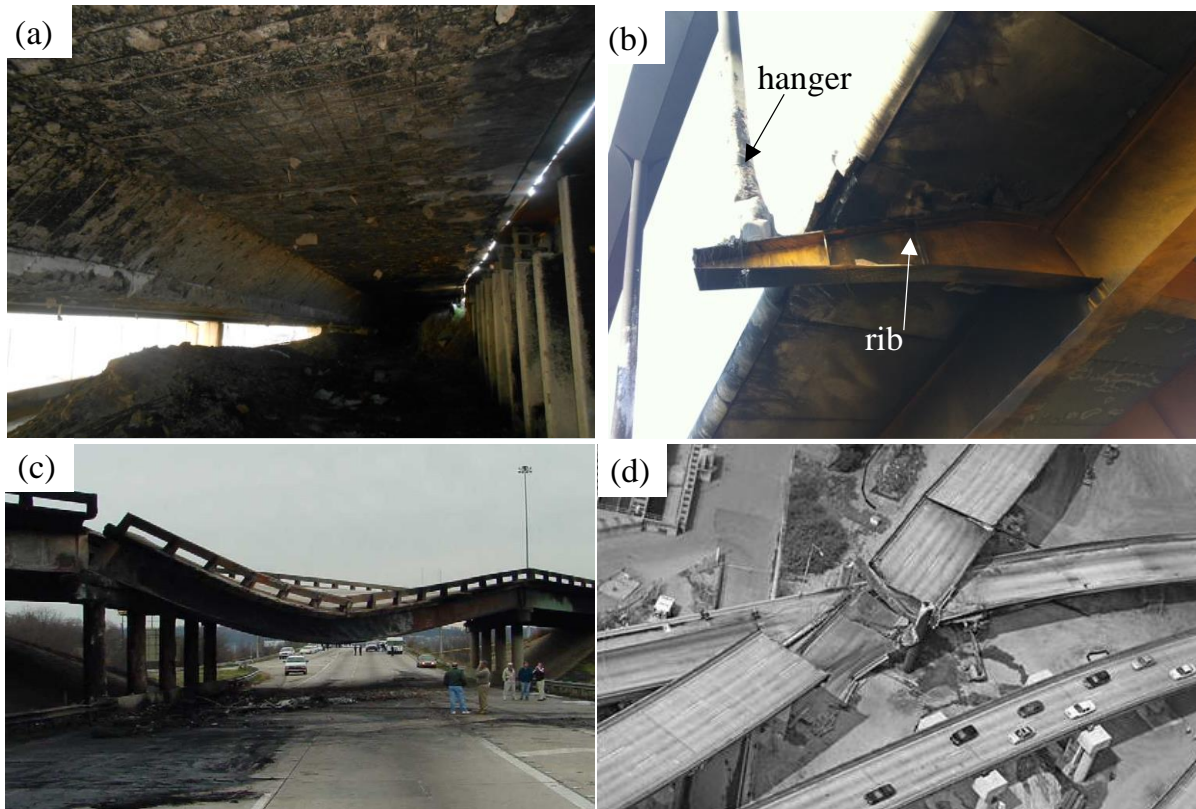


Fig. 1. Some examples of bridge damage levels. (a) Damage level 2: concrete spalling after a fire in a prestressed concrete bridge in Madrid, Spain. Image courtesy of Ines Ingenieros Consultores. (b) Damage Level 3: hanger and rib of a bowstring bridge in Castilla y León (Spain) that had to be replaced. Image courtesy of A.T.P. Ingeniería S.L.. (b) Damage Level 4: I-20/I-59/I-65 interchange in Birmingham, Alabama, USA. Image courtesy of the Alabama Department of Transportation (c) Damage Level 5: Collapse of a portion of the MacArthur Maze in Oakland, California, USA. Image courtesy of Robert Campbell.

Damage Level 1: Superficial damage

Minimum damage, mostly affecting deck surface or lower deck or equipment with no structural damage.

Damage Level 2: Slight damage

Structural damage to bridge that can be repaired without replacing main structural elements. For example:

- a) Concrete spalling that does not affect reinforcement.
- b) Blackening or reddening of concrete.
- c) Slight damage to main beams, which do not need to be replaced.

Damage Level 3: Partial damage

This category sustains damage that involves the replacement of main structural elements, including exposed and damaged concrete reinforcement that needs repair.

Damage Level 4: Massive damage

The bridge sustains considerable damage but does not collapse. However, due to the uncertainty about its residual strength and the possibility of repair, it is demolished and a new structure is built. For example:

- a) Steel structures: large irreparably buckled or deformed areas.
- b) Concrete structures: massive spalling together with exposed and irreparable reinforcement.

Damage Level 5: Structural collapse

Total or partial bridge collapse.

The last column in Table 1 shows the damage levels sustained in fires by 15 bridges.

Statistical analysis

The Analysis of Variance (ANOVA) statistical test was the primary tool in the analysis of the data collected from the 154 bridge fires. This test compares the means of three or more groups in response to one or several variables and is used to determine the impact of independent variables (e.g. the bridge structural system or the deck material) on the dependent variable (bridge damage level) in a regression analysis. This impact is given by a coefficient known as the *p-value*. Low *p-values* indicate a significant influence. Further details on the ANOVA can be found in the specialized literature (see e.g. Kutner et al. 2005) and are not given here. All the analyses were run on Statgraphics software (StatPoint Tech. 2010). When the independent variables analyzed were found to have a significant influence on the bridge damage level, a graphical comparison of the bridge damage values was carried out using Tukey's intervals, which compare mean values of the analyzed variables. When the Tukey intervals of two variables do not overlap, this indicates that they are significantly different to each other. When they do overlap there is no significant difference.

Deck material

The first ANOVA was on the influence of deck material on the bridge's damage level. The *p-value* of this analysis was 0.0000, which shows a significant influence. A graph of the results can be seen in Figure 2.

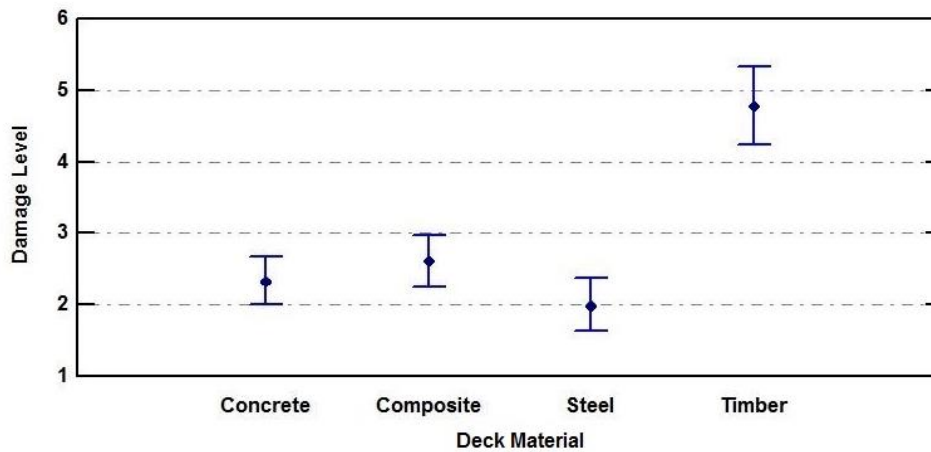


Fig. 2. Relation between bridge damage level and type of deck material. Tukey's intervals and average damage levels.

The main conclusions that can be drawn from this analysis are:

- 1) Wooden bridges have much worse behavior against fires than those made of other materials.

This is shown by the fact that the average damage level is 4.8, the Tukey intervals do not overlap those of the other materials, and that 79% of wooden bridges collapsed in the event of a fire. This worse behavior is due to wood being combustible, unlike steel or concrete, so that a small heat source can cause a conflagration and collapse and no external heat source is needed to propagate the fire.

The average damage levels for composite, concrete and steel bridges are 2.6, 2.3 and 2.0, respectively, and the corresponding Tukey intervals overlap. It can therefore be concluded that there are no statistically significant differences in the fire response of these types of bridge. Composite bridges were found to sustain higher average damage than the other groups (except wooden bridges). It should also be pointed out that even though some concrete bridges have been seriously damaged by fires (e.g. extensive concrete spalling, rupture of reinforcing bars) and had to be demolished and reconstructed, no case was found of a

concrete bridge that collapsed during a fire. However, there have been nine cases of composite steel-concrete bridges that collapsed during their construction or once finished due to the high temperatures reached during a fire event, including the examples of Brooklyn Queens Expressway in New York (2006), MacArthur Maze in Oakland (2007) and Hazel Park, Detroit (2009), as can be seen in Table 1. However, it should also be pointed out that several bridges (see e.g. in Table 1 the Hesperia Bridge fire in 2014) collapsed during construction due to fires in the wooden formwork used as concrete molds. These collapses occurred in a very short period that did not give the fire services time to intervene. Note also that the steel bridges that caught fire crossed a river or an important valley (see e.g. the Queensboro bridge fire and the Mezcala Bridge fire in Table 1). In these cases the fire cannot be provoked by a tanker truck under the bridge, which is the most harmful fire load as will be discussed in the subsection "Origin of fire". This fact explains why the average damage level of steel bridges is lower than in concrete and composite bridges even if concrete has a better fire performance than steel.

Origin of fire

In the previous section it was seen that wooden bridges are very prone to collapse in a fire, regardless of the cause, due to the high calorific value of wood. The following analyses therefore exclude data from wooden bridge fires, since whatever the cause of the fire, these bridges almost inevitably collapse.

A study was carried out on whether there was a relationship between the fire's origin and the damage caused, and if so, the causes that produce the greatest damage and that should therefore receive the closest attention in the study. From the results obtained, the types of fires in steel or concrete bridges that can cause the most damage will be ascertained.

For this study a *p-value* of 0.0000 was obtained, which indicates that in fact there is a statistically significant relationship between the cause of the fire and the damage sustained by the bridge. This relationship can be seen in Figure 3 by means of a graphical representation of the Tukey intervals.

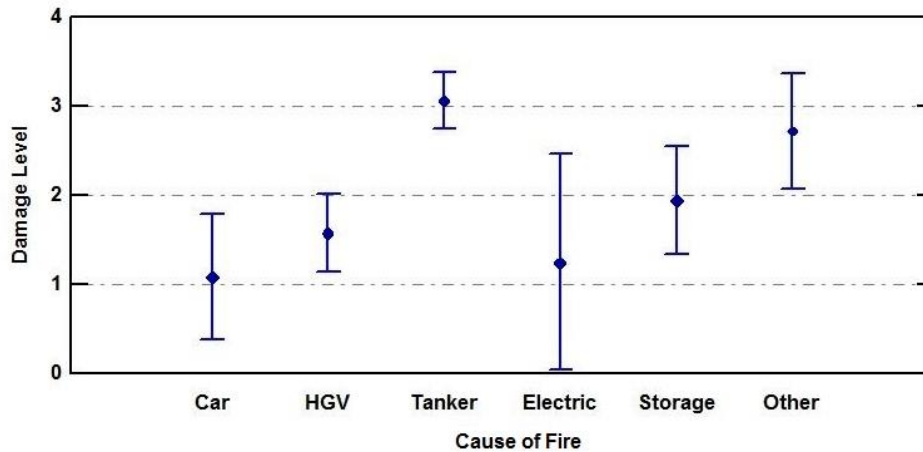


Fig. 3. Relationship between the bridge damage level and the cause of the fire. Tukey's intervals and average damage levels.

Figure 3 shows that blazing tanker trucks cause the most severe damage levels (average 3.1) due to the high calorific value of the products they transport. Fires in cars and heavy goods vehicles (HGV) cause slight damage (average 1.1 and 1.6, respectively) and do not usually reach the main bridge structure, and so it can be easily repaired. The damage caused by materials stored under a bridge depends on the volume of the stored material and the vertical clearance. Severe damage is only caused by goods of high calorific value combined with high heat release rates in a comparatively short time. These factors, together with a small vertical clearance between the fire and the deck can mean that the flames reach the bridge structure. These circumstances actually happened in the fire that broke out in plastic pipes stored under a highway bridge in Dormagen (Germany) in 2012. The reduced clearance (around 2.5m) between the top of the stored pipes and the underside of the bridge allowed the flames to reach the deck and caused general spalling of the concrete. As a result the deck had to be pulled down and a new one constructed.

The "Others" category includes a wide variety of fire causes corresponding to isolated (non-recurrent) events that result in a wide variety of damage levels. An illustrative example is the fire in a motorway overpass in Cairo (Egypt) in 2012 (see Table 1), when a gas pipe fractured and caused a fire near some structurally critical piers, one of which gave way and led to the failure of the rest of the structure.

Fires caused by burning tanker trucks

As seen in the previous section, tanker truck fires cause the most severe damage to bridge structures. They also often give rise to long-term traffic restrictions with their associated direct and indirect costs, in addition to the cost of repairing or reconstructing the bridge. For example, the collapse of a section of the MacArthur Maze in California required a total of \$9 million to repair the damage (Bulwa et al. 2007, Astaneh-Asl et al. 2009). However, the closure of the Maze was estimated to have a total economic impact on the San Francisco Bay Area of \$6 million dollars a day (Chung et al. 2008). A total of 58 cases were collected in which the blaze was caused by a fuel tanker, with an average of three cases a year (See Fig.4).

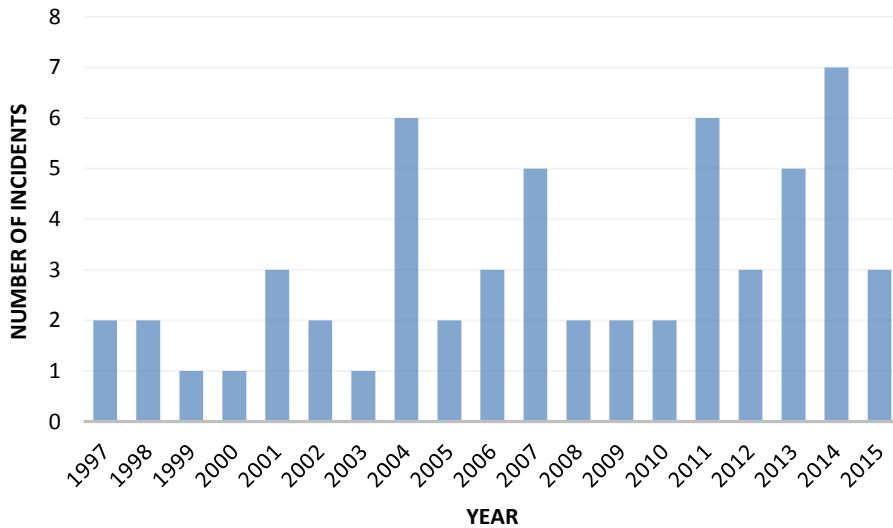


Fig. 4. Number of incidents involving tanker trucks per year

Due to their importance, this section studies the factors that influence the damage levels in this type of bridge fire. An ANOVA analysis was carried out on the damage levels caused by: bridge geometry, deck material, the fuel being transported by the tanker, and the truck's position in relation to the bridge. The results are given in Table 2 and show that the only parameters that have a significant effect on the damage levels of tanker-induced fires are the type of fuel being carried and the tanker truck position, with *p-values* of 0.0078 and 0.0211, respectively. Further details on the influence of the fuel type and the bridge structural system on the bridge damage level are given next.

Table 2. Results of the ANOVA analysis for bridge damage level. Note that the ANOVA analysis considered 50 out of the 58 cases of bridge fires caused by a tanker. This is due to the fact that the authors could find the values of all the variables involved in the analysis in 50 cases.

	Sum of squares	Degrees of freedom	Mean Square	F- ratio	p-value
Covariables					
Span	1.5517	1	1.5517	1.29	0.2643
Width	2.62376	1	2.62376	2.18	0.1491
Principal effects					
A: Bridge site	2.48188	2	1.24094	1.03	0.3678
B: Structural system	2.22784	2	1.11392	0.92	0.4064
C: Deck material	0.393899	2	0.196949	0.16	0.8499
D: Fuel type	16.766	3	5.58866	4.64	0.0078
E: Tanker truck position	13.2909	3	4.4303	3.67	0.0211
Residuals	42.195	35	1.20557		
Total	82.0	49			

Influence of the fuel type on the damage level

Figure 5 gives the results of the analysis of the influence of fuel type on damage levels. The Tukey intervals associated with gasoline, diesel fuel and alcohol-based fuels such as ethanol and methanol overlap, so that it cannot be concluded that fuel type has a significant influence on damage. The absence of significant differences could be due to the small number of fires caused by alcohol-based liquids and diesel fuel and the higher variability in their damage levels, as compared to those caused by gasoline (Fig. 5).

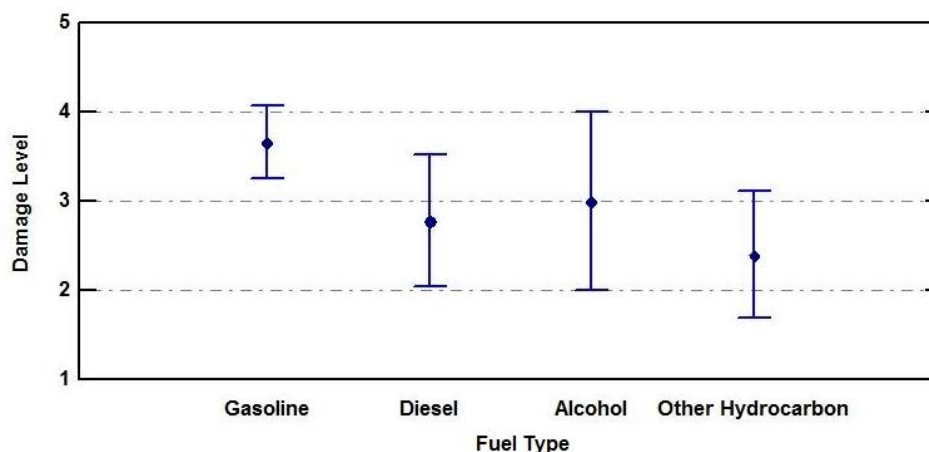


Fig. 5. Relation between bridge damage level and the type of fuel carried by the tanker. Tukey's intervals and average damage levels.

Fire events due to tankers carrying gasoline caused average damage levels of 3.7, which was higher than those due to diesel fuel (2.8), alcohol-based fuels (3.0) and other types of hydrocarbons (2.4). The more severe damage caused by gasoline tanker fires is explained by the fuel combustion studies contained in the SFPE Handbook (SFPE 2002). These studies found that gasoline has a higher heat release rate than other types of fuel and that, unlike diesel fuel, it is highly flammable at ambient temperatures. According to the data contained in the SFPE (2002), gasoline's heat release rate is 2400 kW/m², while that of diesel fuel is 1950 kW/m². This means that the temperatures reached in the bridge structure are higher and more severe damage is sustained from a gasoline tanker fire than from one carrying diesel or another type of fuel. In this regard it should be pointed out that:

- More than half of the tankers that caused fires were carrying gasoline (56%) as against 17% that contained diesel fuel, 18% carried other types of hydrocarbons such as fuel oil, crude oil or petroleum, and 8% carried alcohol-based fuels such as ethanol or methanol.
- The fuel quantities carried in the tankers in the cases analyzed was between 30-35 m³.

Influence of the tanker truck position on the damage level

Figure 6 shows the damage levels associated with the position of the blazing tanker. It can be seen that when the tanker is either immediately under the bridge or actually on the bridge but there is significant oil spillage under the bridge, the damage level is significantly higher (average values 3.4 and 3.3, respectively). This is due in such cases to the flames coming into contact with the bridge

structure and hot gases accumulating near the structure, which raises the temperature higher than when the tanker is on top of the bridge and no fuel spills underneath. When fires break out close to bridge structures without actually touching them they do not cause serious damage. Therefore, special attention should be paid to bridge drainage systems in order to prevent fuel spills from accumulating under the bridge, as these pools can significantly increase structural damage when they ignite.

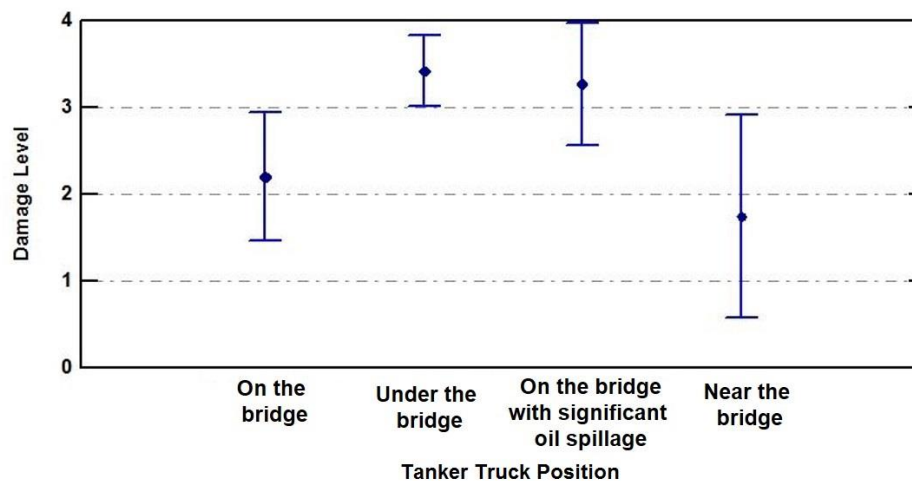


Fig. 6. Relation between the bridge damage level and the position of the tanker truck. Tukey's intervals and average damage levels.

A case in point is the fire on the Harrisburg bridge in 2013 (see Table 1), when a fuel tanker carrying diesel fuel caught fire after an accident on the lower deck. The flames reached such high temperatures around the steel beams on the upper deck that the damage was serious enough to require rebuilding the upper deck, while the lower deck only needed repairs. The Mathilde Bridge fire (see Table 1) is another example of the effects of an oil spill after a fire. The direct and indirect costs of this incident have been estimated to be €18 million (around \$20.5 million) (Le Figaro, 2015).

Influence of the bridge structural system on the damage level

Figure 7 contains a pie-chart of bridge types in bridges that sustained level 4 or 5 damage. 77% of these bridges had decks constructed with I-girders, of which 43% were composite beams, 27% concrete and 7% were of steel.

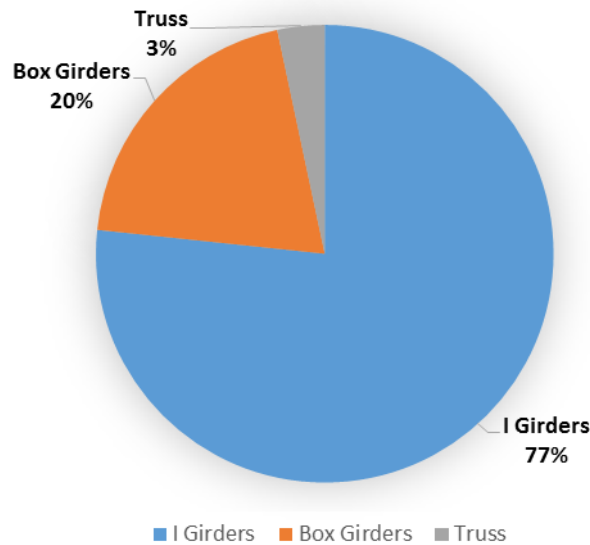


Fig. 7. Bridge fires caused by fuel tankers. Structural systems used by the bridges that sustained level 4 or 5 damage.

Conclusions

This paper proposes a method of collecting information on bridge fires and classifying the damage they sustained. It also uses statistical analysis to study the factors that influence damage levels in the information compiled from 154 cases of bridge fire events. From this study the following conclusions can be drawn:

- 1) Wooden bridges have a high probability of collapsing in a fire. Other materials commonly used in bridge decks have similar levels of vulnerability to fire, but much lower than wood.
- 2) Fires caused by tanker trucks cause the most damage, being the most harmful accidents those caused by tankers carrying gasoline, being the fuel quantities carried in the tankers in the cases analyzed between 30-35 m³.
- 3) Higher damage levels occur when flames and hot gases come into direct contact with the structure. This can happen when the fire is in materials stored under the bridge, when a tanker catches fire under the bridge or on top of the bridge with subsequent fuel spillage accumulating under the bridge.
- 4) When the fire is in stored materials, the key factors involved in damage levels are: vertical clearance between fire and bottom of the deck, calorific value of the material, and the vertical clearance between the material and the lower deck surface.

- 5) The site, structural system, span and width of the bridge do not have a significant influence from the statistical point of view on the bridge damage level. However, most of the bridges that collapsed or suffered severe damage due to tanker fires were built with I-girders in the structure, so that this type deserves special attention in studies on bridge fires. This fact could be due to the high number of bridges using this structural system. Special attention must also be paid in the construction phase to scaffolding and formwork when these are of wood, since they have been responsible for several fires involving severe damage.
- 6) To reduce the damage caused by bridge fires, the following preventive measures should be taken: (i) bridge drainage systems should be properly designed and maintained to prevent fuel spills from accumulating under the bridge, (ii) the storage of flammable materials under bridges should be forbidden, especially when the vertical clearance of the bridge is small, (iii) if a bridge is considered strategic by the authorities and there is an important traffic of tanker trucks on or under the bridge, specific studies should be carried out to ensure the adequate response of the bridge to a fire.

The results obtained in the present study can be used as a basis for identifying the different scenarios that need to be considered in estimating a bridge's fire response, and so can also be expected to be useful to engineers in charge of assessing this type of vulnerability.

Acknowledgements

The research presented in this paper is sponsored by the Spanish Ministry of Education (Research Project BIA 2011-27104). The authors also want to thank Dr. J. Glassman for providing information for the present study and Dr. V. Yepes for his assistance.

References

10 TV (2015). "Driver Cited After Tanker Carrying Ethanol Rolls Over, Sparking Massive Fire". <http://www.10tv.com/> (Oct 24, 2015)

Please cite this paper as: *Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2016). "Detailed Analysis of the Causes of Bridge fires and Their Associated Damage Levels". ASCE Journal of Performance and Constructed Facilities. Volume 31 Issue 3. (June 2017). DOI:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000977*

10 TV (2015). "New Traffic Pattern On I-70 at I-270 On The West Side". <http://www.10tv.com/> (Oct 24, 2015)

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2015). "LRFD Bridge Design Specifications." 7th Edition, with 2015 Interim Revisions.

Ahram (2014). "One killed as section of bridge collapses in Cairo". <http://english.ahram.org.eg/> (Oct 24, 2015)

Alos-Moya J, Paya-Zaforteza I, Garlock M.E.M., Loma-Ossorio E, Schiffner D, Hospitaler A. Analysis of a bridge failure due to fire using computational fluid dynamics and finite element models. *Engineering Structures* 2014; 68: 96-110.

Astaneh-Asl, A., Noble, C.R., Son, J., Wemhoff, A.P., Thomas, M.P., McMichael, L.D. (2009). "Fire protection of steel bridges and the case of the MacArthur maze fire collapse." Proc., *ASCE TCLEE lifeline earthquake engineering in a multihazard environment conference*, Oakland (CA), p. 1–12.

Bergerhausen, U., Priestaff, S., (2012). "Security Evaluation of Street Bridges for Fire Exposure". In Proceedings of the 7th Security Research Conference, Future Security, Bonn, Germany, pp. 188-191.

Bulwa, D, Fimrite, P. (2007). "Tanker fire destroys part of MacArthur maze." <<http://www.sfgate.com>> (April 2007)

Calderón, P.A., Adam, J.M., Payá-Zaforteza, I. (2008). "Failure analysis and remedial measures applied to a RC water tank." *Engineering Failure Analysis*, 16 (5), pp. 1674-1685.

Carretero-Ayuso, M., Moreno-Cansado, A., and Cuerda-Correa, E. (2015). "Research and Analysis on Recurring Anomalies in Foundations and Structures." *J. Perform. Constr. Facil.*, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000779, 04015037.

CBS Los Angeles (2014). "Officials Reopen All I-15 Lanes After Rancho Road Bridge Fire". <http://losangeles.cbslocal.com/> (Oct 24, 2015)

European Committee for Standardization. (2002). "Actions on structures, part 1–2: general actions – actions on structures exposed to fire". *Eurocode 1*, Brussels (Belgium)

European Committee for Standardization. (2003). "Actions on structures, part 2: traffic loads on bridges". *Eurocode 1*, Brussels (Belgium)

Chung, P., Wolfe, R.W., Ostrom, T., Hida, S. (2008). "Accelerated bridge construction applications in California – a lessons learned report." California Department of Transportation (CALTRANS), United States.

Dai, K., Wang, J., Huang, Z., and Felix Wu, H. (2015). "Investigations of Structural Damage Caused by the Fertilizer Plant Explosion at West, Texas. II: Ground Shock." *J. Perform. Constr. Facil.*, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000800, 04015052.

Feng, J., Cai, J. (2009). "Progressive Collapse of Cable-Stayed Bridges". *International Conference on Transportation Engineering*, Chengdu, China, Vol. 1, pp. 2484-2489.

Garlock, M.E., Paya-Zaforteza, I., Gu, L., Kodur, V. (2012). "Fire Hazard in Bridges: Review, Assesment and Repair Strategies." *Engineering Structures*, 35, pp. 89–98.

Giuliani, L., Crosti, C., Gentli, F., (2012). "Vulnerability of bridges to fire". In Proceedings of the 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management.

Godart, B.F., Berthelley, J., Lucas, J.P (2015). "Diagnosis, Assessment and Repair of the Mathilde Bridge Close to Collapse during a Fire." *Structural Engineering International*, 25(3) pp. 331-338

Gong, X. and Agrawal, A. (2015). "Numerical Simulation of Fire Damage to a Long-Span Truss Bridge." *J. Bridge Eng.*, 20(10), 04014109.

Kutner, M.H., Neter, J., Nachtsheim, C.J., Li, W. (2005). "*Applied linear statistical models.*" McGraw-Hill Higher Education, New York, USA.

Le Figaro (2015). "Pont de Rouen: le routier ne paiera pas les dégâts." "Rouen Bridge: the truck driver will not pay the damage". <http://www.lefigaro.fr> (Oct. 24, 2015). In French.

Le High Valley live (2013). "I-81 near Harrisburg to be closed several days due to tanker truck fire". <http://www.lehighvalleylive.com/> (Oct 24, 2015)

Lee, C. and Wang, T. (2015). "Invert Anomalies in Operational Rock Tunnels: Appearance, Causes, and Countermeasures." *J. Perform. Constr. Facil.*, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000726, 04015048.

Los Angeles Times (2014). "Bridge fire leaves Hesperia plan for economic boost in ashes". <http://www.latimes.com/> (Oct 24, 2015)

Please cite this paper as: *Peris-Sayol G, Payá-Zaforteza I, Balasch-Parisi S, Alós-Moya J. (2016). "Detailed Analysis of the Causes of Bridge fires and Their Associated Damage Levels". ASCE Journal of Performance and Constructed Facilities. Volume 31 Issue 3. (June 2017). DOI:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000977*

Mostafaei, H., Sultan, M., Kashef, A. (2014). "Resilience assessment of critical infrastructure against extreme fires." Proc., *8th International Conference on Structures in Fire*, Shanghai, China, pp. 1153-1160.

Naser, M.Z., Kodur, V.K.R. (2015). "A probabilistic assessment for classification of bridges against fire hazard." *Fire Safety Journal*, 76, pp. 65-73.

NBC4 (2015). "ODOT building temporary roadway after crash damages I-70". <http://nbc4i.com/> (Oct 24, 2015)

National Fire Protection Association. (2014). "NFPA 502: Standard for road tunnels, bridges, and other limited highways." Quincy, MA, USA.

Noble, C.R, Wemhoff, A.P, McMichael, L.D. (2008). "Thermal-Structural Analysis of the MacArthur Maze Freeway Collapse". ASME 2008 Heat Transfer Summer Conference, Jacksonville, USA. pp. 511-519

Payá-Zaforteza, I., Garlock, M. (2012). "A numerical investigation on the fire response of a steel girder bridge." *Journal of Constructional Steel Research*, 75, pp. 93-103.

Peris-Sayol, G., Alós-Moya, J., Payá-Zaforteza, I., Hospitaler-Pérez, A. (2014). "A parametric study on the thermo-mechanical response of a multi-girder steel bridge submitted to real fires." *Informes de la Construcción*, 66 (Extra-1) (In Spanish)

Peris-Sayol, G., Payá-Zaforteza, I., Alós-Moya, J., Hospitaler, A. (2015). "Analysis of the influence of geometric, modeling and environmental parameters on the fire response of steel bridges subjected to realistic fire scenarios." *Computers and Structures*, 158, pp. 333-345.

Quiel, S.E., Yokoyama, T., Bregman, L.S., Mueller, K.A., Marjanishvili, S.M. (2015). "A streamlined framework for calculating the response of steel-supported bridges to open-air tanker truck fires." *Fire Safety Journal*, 73, pp. 63-75.

Society of Fire Protection Engineers. (2002). "Handbook of Fire Protection Engineering." 3th Edition. NFPA, USA, ISBN 087765-451-4.

StatPoint Technologies, Inc. (2010). "STATGRAPHICS®: Centurion XVI User Manual"

The New York Times (2006). “Tanker Explosion Shuts Down Queens Highway and Subway”
<http://www.nytimes.com/> (Oct. 24, 2015)

The Sentinel (2013). “PennDOT: Insurance won’t recoup I-81 tanker crash costs”
<http://cumberlink.com/> (Oct 24, 2015)

The Tennessean (2014). “I-65 closed this weekend for repairs at explosion site”.
<http://www.tennessean.com/> (Oct 24, 2015)

The Tennessean (2014). “I-65 lanes to close most of next week for bridge removal”.
<http://www.tennessean.com/> (Oct 24, 2015)

Wright, W., Lattimer, B., Woodworth, M., Nahid, M., Sotelino, E. (2013). “Highway Bridge Fire Assessment Draft Final Report.” Prepared for the NCHRP Program Transportation Research Board of the National Academies, Virginia Polytechnic Institute and State University.

WSMV (2014). “Tanker truck driver killed in crash, explosion on I-65 in Franklin”.
<http://www.wsmv.com/> (Oct 24, 2015)

Yahoo News (2014). “Fire collapses overpass in Cairo, kills policeman”. <https://news.yahoo.com/>
(Oct 24, 2015)



Guillem Peris Sayol
Mayo 2017