

PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL

TESIS DOCTORAL

ESTRATEGIAS INNOVADORAS DE REFUERZO A FATIGA DE CONEXIONES
EN PUENTES METÁLICOS MEDIANTE LAMINADOS DE PRFC

PHD THESIS

INNOVATIVE STRATEGIES FOR FATIGUE STRENGTHENING OF
CONNECTIONS IN METALLIC BRIDGES USING CFRP LAMINATES

AUTOR

JOSÉ DAVID JIMÉNEZ VICARIA

DIRECTOR/ES

DANIEL CASTRO FRESNO

M. DOLORES GÓMEZ PULIDO



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Escuela de Doctorado de la Universidad de Cantabria

Santander 2021

*A mis padres, por su gran esfuerzo para darnos lo mejor a sus hijos,
y por su apoyo incondicional.*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero expresar mi total agradecimiento a mi tutor y director de tesis Daniel Castro Fresno, por la supervisión y la ayuda recibidas durante el desarrollo de esta tesis. Del mismo modo, a mi directora M. Dolores Gómez Pulido le agradezco su paciencia y buenos consejos, siempre muy acertados y valorados ya que me han ayudado a mejorar la calidad del trabajo presentado en esta tesis.

Asimismo, quería agradecer la oportunidad que me ha ofrecido el Centro Tecnológico de ACCIONA Construcción para poder compaginar la realización de mi tesis doctoral con el desarrollo de mi carrera profesional y mi trabajo, y por haberme facilitado siempre los medios necesarios para llevar a cabo todas las actividades propuestas durante el desarrollo de esta tesis. Especialmente quisiera dar las gracias a mi responsable en ACCIONA, Carlo Paulotto, por su apoyo y confianza en mi trabajo y por su capacidad para guiar mis ideas, no solamente en el desarrollo de esta tesis, sino también en mi formación como investigador durante los más de diez años que llevamos trabajando juntos.

Gracias al personal de laboratorio y talleres del Centro Tecnológico de ACCIONA Construcción, especialmente a Ana Rosa Pérez Menaza, por su inestimable ayuda durante la realización de los ensayos de laboratorio en los que se ha basado esta tesis doctoral. Siempre es un placer trabajar con unos compañeros tan profesionales y entregados; sin su ayuda los resultados no hubieran sido los mismos. Quisiera también agradecer al Laboratorio de Ciencia e Ingeniería de Materiales de la Universidad de Cantabria (LADICIM) su colaboración en la realización de los ensayos de fatiga.

No quisiera pasar por alto esta oportunidad para agradecer a Jose Antonio Gómez Barquín, de la Dirección Técnica de la Dirección General de Conservación y Mantenimiento de Adif, por presentarme la problemática del refuerzo de las conexiones larguero-vigueta en puentes metálicos, que fue origen del planteamiento de esta tesis doctoral. Asimismo, agradecerle el haber facilitado la disposición de algunos de los largueros originales desmantelados del puente de Redondela, de extraordinario valor para la campaña experimental llevada a cabo en esta tesis. En la misma línea, también quisiera agradecer la ayuda recibida por Octavio Ariñez Bruna, por ayudarme en la búsqueda de documentación histórica de puentes ferroviarios, así como por sus valiosos comentarios en lo referente a los metales utilizados en el siglo XIX para estas construcciones.

Pero, por encima de todo, gracias a mi familia y amigos, por su cariño, por su apoyo, y porque siempre puedo contar con ellos. A mis padres, José y Toñi, y a mi hermana Raquel, por su fe en mí y por estar ahí siempre que los necesito; y por supuesto a Iván por su apoyo diario, su comprensión y por haber sabido animarme en los momentos más difíciles de esta aventura. Y un especial recuerdo con cariño a mi abuelo Simón, que seguro estoy hubiera leído con orgullo las páginas de esta tesis a pesar de no entender muy bien lo que dicen.

Finalmente, señalar que esta tesis doctoral se ha desarrollado en el marco de dos proyectos en los que he participado como investigador en la empresa ACCIONA Construcción: el proyecto In2Track (*Research into Enhanced Tracks, Switches and Structures*) bajo el convenio de subvención nº 730841, y el proyecto In2Track2 (*Research into Enhanced Track and Switch and Crossing System 2*) bajo el convenio de subvención nº 826255, ambos financiados por la iniciativa Shift2Rail bajo el programa de investigación e innovación *Horizonte 2020* de la Unión Europea.

RESUMEN

Los puentes ferroviarios metálicos con uniones roblonadas construidos desde finales del siglo XIX hasta principios del siglo XX han estado sometidos a un elevado número de cargas cíclicas durante su dilatada vida en servicio. Por este motivo, en muchos de ellos pueden aparecer problemas de fatiga en determinados detalles constructivos donde se producen altas concentraciones de tensiones, como las conexiones larguero-vigueta, limitando así la vida útil residual de la estructura. En los últimos años, ha surgido un gran interés en el uso de laminados de polímeros reforzados con fibra de carbono (PRFC) adheridos a la estructura mediante adhesivo para el refuerzo de puentes de acero, especialmente por las ventajas que presentan (como su reducido peso y alta durabilidad) frente a las soluciones tradicionales de refuerzo con placas de acero soldadas o atornilladas. Aunque puede resultar en una técnica prometedora para reducir los elevados niveles de tensión en estos detalles constructivos propensos a la fatiga, son muy limitadas las aplicaciones reales en obra de refuerzo con PRFC de puentes metálicos antiguos o los ensayos de laboratorio con especímenes originales a escala real extraídos de puentes antiguos. Además, para las uniones roblonadas larguero-vigueta, encontrar una solución de refuerzo eficaz supone un gran desafío debido a la falta de espacio para la intervención, la presencia de roblones y la complejidad de la geometría de estos detalles. En este sentido, la falta de estrategias de refuerzo mediante PRFC con unión adhesiva para las conexiones entre diferentes elementos en puentes metálicos roblonados (como las conexiones larguero-vigueta) motivó el desarrollo de esta tesis doctoral.

La investigación desarrollada durante esta tesis doctoral se dividió en tres fases. En una primera fase, se llevó a cabo la evaluación de la influencia de la rigidez de la fibra de carbono y la ductilidad del adhesivo en uniones adhesivas entre PRFC y acero con longitudes cortas de adherencia, que resulta de interés para el caso de estructuras roblonadas por el reducido espacio disponible entre roblones para la unión del refuerzo. A partir de los resultados experimentales, se desarrolló y calibró un modelo de mecánica de la fractura para la predicción de la resistencia de dichas uniones adhesivas, y se realizaron simulaciones numéricas por elementos finitos de las probetas de ensayo, utilizando modelos de zona cohesiva para la capa de adhesivo.

En una segunda fase, se estudió el comportamiento a fatiga de la unión adhesiva en juntas a doble banda PRFC-metal con placas de hierro pudelado extraídas de un puente ferroviario roblonado del siglo XIX, ya que resultaba de interés analizar la posible influencia de la estructura interna laminar del hierro pudelado en la eficiencia del refuerzo. A partir de estos resultados experimentales, junto con una base de datos de ensayos a fatiga en probetas con acero moderno

recopilada de la literatura, se obtuvo una curva de resistencia a fatiga S-N y se propuso un límite de fatiga para la tensión principal máxima en la capa adhesiva entre el PRFC y el metal.

Por último, durante la tercera fase de la investigación, se llevó a cabo una evaluación numérica y experimental de un sistema de refuerzo a fatiga mediante polímeros reforzados con fibra de carbono (PRFC) para las conexiones larguero-vigueta de un puente ferroviario roblonado construido con hierro pudelado a finales del siglo XIX. Este estudio permitió diseñar un innovador sistema de refuerzo de PRFC que conseguía reducir el nivel tensional en la región de la conexión donde las grietas por fatiga son propensas a iniciarse y que, por tanto, podría aumentar la vida útil de la conexión larguero-vigueta.

ABSTRACT

Riveted metallic railway bridges constructed from the end of the 19th century to the beginning of the 20th century have been subject to a large number of cyclic loads during their long service life. For this reason, many of them could experience fatigue problems in certain construction details, such as the stringer-floor beam connections, because of high stress concentrations, limiting the residual service life of the structure. In recent years, there has been a great interest in the use of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates adhesively-bonded to the structure for the strengthening of steel bridges, especially due to the advantages they present (such as their lightweight and high durability) compared to traditional strengthening solutions with welded or bolted steel plates. Although it may result in a promising technique to reduce high stress levels in these fatigue-prone construction details, a limited number of field applications for CFRP-strengthening of old metallic bridges or laboratory tests with real-scale specimens dismantled from old bridges have been reported. In addition, for stringer-floor beam riveted connections, finding an effective strengthening solution is a considerable challenge owing to the lack of space for the intervention, the presence of rivets and the complexity of the geometry in these details. In this sense, the lack of strengthening strategies using adhesively-bonded CFRP for the connections between different members of riveted metallic bridges (such as stringer-floor beam connections) motivated the development of this PhD thesis.

The research carried out during this thesis was divided into three stages. In a first stage, the influence of the carbon fiber stiffness and the adhesive ductility on CFRP-steel adhesive joints with short bond lengths was evaluated, which is of interest in the case of riveted structures due to the reduced space available between rivets for bonding the CFRP strengthening. From the experimental results, a fracture mechanics model was developed and calibrated to predict the strength of these adhesive joints, and numerical simulations of the test specimens using the finite elements method with cohesive zone models for the adhesive layer were performed.

In a second stage, the fatigue behavior of adhesive bonds in tensile CFRP-metal double-strap joints with puddle iron plates taken from a 19th century riveted railway bridge was studied, since it was of interest to analyze the possible influence of the internal laminar structure of the puddled iron on the efficiency of the strengthening. From these experimental results, together with a database of fatigue tests on specimens with modern steel compiled from the literature, an S-N fatigue strength curve was obtained, and a fatigue limit was proposed for the maximum principal stress in the adhesive layer between the PRFC and the metal.

Finally, during the third stage of the research, a numerical and experimental evaluation of a CFRP fatigue strengthening system for stringer-floor beam connections in a riveted railway bridge constructed with puddle iron at the end of the 19th century was carried out. This study allowed the design of an innovative CFRP strengthening system able to reduce the stress level in the region of the connection where fatigue cracks are prone to start and which, therefore, could increase the fatigue life of the stringer-floor beam connection.

TABLA DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS	I
RESUMEN.....	III
ABSTRACT	V
TABLA DE CONTENIDOS.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XV
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	3
1.2. Motivación y objetivos.....	10
1.3. Artículos constitutivos de la tesis.....	14
2. METODOLOGÍA	17
2.1. Probetas para ensayos de junta a doble banda PRFC-acero	19
2.1.1. Propiedades de los materiales de las juntas a doble banda PRFC-acero	20
2.2. Modelo analítico de resistencia para las juntas a doble banda PRFC-acero	21
2.3. Simulaciones numéricas de las juntas a doble banda PRFC-acero	23
2.4. Comportamiento a fatiga de las juntas a doble banda PRFC-metal	26
2.4.1. Propiedades de los materiales.....	27
2.4.2. Análisis de tensiones en el adhesivo	29
2.4.3. Curva S-N para juntas a doble banda	31
2.5. Modelo global de elementos finitos para el puente de Redondela	31
2.5.1. Descripción del puente	31
2.5.2. Modelo numérico del puente.....	34
2.6. Conexión larguero-vigueta del puente de Redondela.....	38
2.6.1. Descripción del espécimen de ensayo	38
2.6.2. Propiedades de los materiales.....	40
2.6.3. Instrumentación y configuración del ensayo.....	40

2.7.	Modelo local de elementos finitos para la conexión larguero-vigueta.....	42
2.7.1.	Descripción del modelo.....	42
2.8.	Diseño del refuerzo de PRFC en la conexión para prevenir la iniciación de grietas por fatiga	47
2.8.1.	Criterio de fatiga: método del diagrama de vida constante a fatiga (DVC)	47
2.8.2.	Diseño del PRFC a partir del modelo local de elementos finitos y el método del DVC	49
2.8.3.	Validación experimental del refuerzo de PRFC.....	54
3.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	57
3.1.	Resultados de los ensayos de laboratorio en juntas a doble banda PRFC-acero	59
3.1.1.	Modos de fallo de las juntas a doble banda.....	62
3.2.	Resultados de la calibración del modelo de mecánica de la fractura	63
3.2.1.	Base de datos.....	63
3.3.	Resultados de las simulaciones numéricas de las juntas a doble banda	66
3.3.1.	Distribución de tensiones en el PRFC.....	68
3.4.	Resultados de los ensayos de laboratorio en juntas a doble banda con hierro pudelado	69
3.4.1.	Ensayos estáticos.....	69
3.4.2.	Ensayos de fatiga.....	71
3.4.3.	Rigidez residual de las juntas a doble banda después del ensayo de fatiga.....	74
3.4.4.	Resistencia residual de la unión	75
3.5.	Curva S-N para juntas a doble banda	77
3.5.1.	Resistencia residual de la unión después del ensayo de fatiga	79
3.6.	Calibración del modelo local de elementos finitos de la conexión larguero-vigueta del puente de Redondela	81
3.7.	Resultados de la combinación de los modelos numéricos global-local.....	84
3.8.	Resultados del modelo numérico local de la conexión larguero-vigueta	86
3.9.	Resultados experimentales de los ensayos de la conexión larguero-vigueta.....	89

3.10.	Discusión de los resultados de la evaluación del refuerzo de la conexión larguero-vigueta	90
4.	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	95
5.	REFERENCIAS	103
6.	ARTÍCULOS PUBLICADOS	117
6.1.	Artículo Nº1	119
6.2.	Artículo Nº2	153
6.3.	Artículo Nº3	181

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Desarrollo de grieta por fatiga en el extremo del larguero con alma rebajada y ala cortada en la conexión larguero-vigueta.	3
Figura 2. Concentración de tensiones en la raíz del angular de conexión roblonado debida al momento flector en la conexión larguero-vigueta.	4
Figura 3. Grieta por fatiga en angular de conexión larguero-vigueta en el puente sobre el río Algodor.	5
Figura 4. Refuerzo a fatiga mediante laminados de PRFC en unión soldada de vigas de acero... 8	
Figura 5. Sistema de refuerzo mediante barra pretensada de PRFC para conexiones larguero-vigueta. Croquis según descripción del sistema realizada en [38] (elaboración propia).	9
Figura 6. Concepto de refuerzo mediante doble banda de PRFC en alma agrietada en el extremo del larguero con alma rebajada y ala cortada en conexión larguero-vigueta.	10
Figura 7. Vista esquemática de las probetas de junta a doble banda de PRFC-acero (las dimensiones no están a escala).	19
Figura 8. a) Preparación de las juntas a doble banda PRFC-acero; b) Ensayo a tracción de una junta a doble banda PRFC-acero.	20
Figura 9. Vista 3D del modelo de elementos finitos de la junta a doble banda ($L_1 = 60$ mm)... 24	
Figura 10. Ley de tracción-separación con ablandamiento lineal disponible en Abaqus® (para modo II puro).	25
Figura 11. Placas de hierro pudelado cortadas del alma de largueros roblonados del puente de Redondela.	27
Figura 12. Micrografías de placas de hierro pudelado del puente de Redondela (varios aumentos).	29
Figura 13. Planos del puente de Redondela: vistas en alzado y en planta (todas las dimensiones en mm).	33
Figura 14. Planos del puente de Redondela: secciones transversales (todas las dimensiones en mm). (a) Sección transversal del puente. (b) Secciones transversales de elementos.	33
Figura 15. Vista general del puente de Redondela y modelo numérico 3D utilizando el software SAP2000®.	35
Figura 16. Modelos de carga vehicular considerados para el análisis global de EF del puente (todas las dimensiones en m). (a) Modelo de carga UIC 71 de acuerdo con [88]. (b) Modelo de carga de la Norma Española de Puentes Ferroviarios de 1902 según [91]. (c) Locomotora Renfe Serie 335 + Vagones Renfe JJ92.	36

Figura 17. Primeras seis formas modales del puente y sus correspondientes frecuencias naturales. (a) Modo 1, $f_1 = 1.53$ Hz. (b) Modo 2, $f_2 = 1.58$ Hz. (c) Modo 3, $f_3 = 2.13$ Hz. (d) Modo 4, $f_4 = 2.25$ Hz. (e) Modo 5, $f_5 = 3.87$ Hz. (f) Modo 6, $f_6 = 4.91$ Hz.	37
Figura 18. Croquis de las conexiones ensayadas con largueros originales del puente de Redondela (todas las dimensiones en mm). (a) Detalles de la conexión. (b) Configuración del ensayo.	39
Figura 19. Ensayo de laboratorio de la conexión no reforzada en la prensa de flexión.	41
Figura 20. Instrumentación de espécimen de conexión larguero-vigueta (todas las dimensiones en mm). (a) Roseta de deformación en el angular de conexión. (b) Medidores de desplazamiento para el cálculo de la rotación en la conexión.	41
Figura 21. Ensamblaje del modelo local de elementos finitos de la conexión larguero-vigueta (a) Vista en despiece de las partes del modelo. (b) Acoplamiento entre elementos tipo placa y sólido.	43
Figura 22. Condiciones de contorno del modelo numérico de la conexión larguero-vigueta. (a) Condiciones de contorno de antisimetría y simetría. (b) Apoyo, carga y pretensión de roblones y tornillos.	45
Figura 23. Curvas de tensión-deformación real adoptadas para los materiales metálicos en el modelo local de elementos finitos de la conexión.	46
Figura 24. Criterio de fallo por fatiga de Goodman modificado representado en un diagrama de vida constante a fatiga.	48
Figura 25. Sistema de refuerzo de PRFC para la conexión larguero-vigueta ensayada (todas las dimensiones en mm). (a) Vista lateral. (b) Vista en planta.	51
Figura 26. Definición del refuerzo de PRFC en el modelo local de elementos finitos. (a) Orientación de referencia del PRFC. (b) Restricciones de vínculo entre las superficies unidas mediante adhesivo.	52
Figura 27. Instalación de los ángulos de PRFC para el refuerzo de la conexión larguero-vigueta. (a) Preparación de la superficie metálica. (b) Unión adhesiva del PRFC.	55
Figura 28. Ensayo de la conexión larguero-vigueta reforzada con PRFC.	55
Figura 29. Modos de fallo de las probetas con diferentes longitudes de adherencia.	62
Figura 30. Comparación entre las cargas de rotura de los ensayos y las estimadas (115 ensayos).	64
Figura 31. Comparación entre la resistencia teórica media y característica de la unión.	65
Figura 32. Fallo progresivo en la capa adhesiva para la probeta L60-EP2-FC390 usando MZC.	66
Figura 33. Curvas carga P [kN] - alargamiento δ [mm] de los modelos numéricos de las juntas a doble banda PRFC-acero con $L_1 = 60$ mm.	67

Figura 34. Modelo numérico de la probeta L60-EP2-FC390.....	68
Figura 35. Probetas instrumentadas con galgas extensiométricas en los laminados de PRFC. ..	68
Figura 36. Comparación entre los resultados del modelo numérico y del ensayo para los valores de tensión de tracción en los laminados de PRFC para las probetas L30-EP1-FC230 y L60-EP2-FC390.....	69
Figura 37. Configuración de ensayo e instrumentación para probetas bajo carga estática.	70
Figura 38. Curva carga-deformación del PRFC para las probetas ensayadas bajo carga estática.	70
Figura 39. Configuración e instrumentación del ensayo de fatiga.	72
Figura 40. Curvas carga-extensión en los ensayos estáticos después del ensayo de fatiga en las probetas F1 y F2 (que pervivieron 2 millones de ciclos).	72
Figura 41. Probetas para ensayo de fatiga monitorizadas con termopares.....	74
Figura 42. Curvas carga-extensión para las probetas en los ensayos de fatiga F1, F2 y F3 en diferentes ciclos.....	74
Figura 43. Modos de fallo de las juntas a doble banda PRFC-hierro pudelado.	76
Figura 44. Curva S-N en representación logarítmica para juntas a doble banda en la base de datos y el presente trabajo (carrera de tensión en el metal $\Delta\sigma_s$).....	78
Figura 45. Curva S-N en representación logarítmica para juntas a doble banda en la base de datos y el presente trabajo (carrera de tensión principal máxima en el adhesivo $\Delta\sigma_{adh}$).....	79
Figura 46. Efecto de la razón de cargas sobre la razón de resistencia residual en las juntas a doble banda.	80
Figura 47. Efecto de la carga de fatiga sobre la resistencia residual estática de las juntas a doble banda.	81
Figura 48. Comparación entre los resultados experimentales y numéricos de la conexión no reforzada. (a) Momento-rotación. (b) Momento-deformación principal máxima en el punto de medición (raíz del angular de conexión).	81
Figura 49. Deformación logarítmica transversal LE22 (dirección local 2) en el angular de conexión, para un momento flector $M = 19.50$ kNm en la conexión.	82
Figura 50. (a) Vista del corte de la sección transversal del angular para definir la trayectoria a través del espesor (puntos 1, 2, 3 y 4); (b) deformación logarítmica transversal (LE22) a través del espesor del angular de conexión en la ubicación de la roseta de deformación.....	83
Figura 51. (a) Definición de la trayectoria longitudinal a lo largo de la altura del angular de conexión; (b) deformación logarítmica transversal (LE22) a lo largo de la altura del angular de conexión.	84

Figura 52. Momento flector máximo M_C en las conexiones larguero-vigueta correspondientes a la sección transversal en pilas intermedias del puente (modelo global). (a) Ubicación de las conexiones. (b) Momento flector en las conexiones a lo largo del puente.....	85
Figura 53. Diagramas de vida constante a fatiga (DVC) para los resultados del modelo local. (a) UIC 71. (b) S335.....	87
Figura 54. Tensiones principales en la capa 13 (capa a 0° en el plano de simetría) del laminado L3 para momento flector $M = 19.50$ kN en la conexión.	88
Figura 55. Valores de las variables de salida relacionadas con los criterios de iniciación del daño, en la capa más crítica en el Laminado 3 para cada mecanismo de inicio de daño, para momento flector $M = 19.50$ kN en la conexión. (a) $HSNFTC_{RT_{m\acute{a}x}} = 0.01$, (b) $HSNFCC_{RT_{m\acute{a}x}} = 0.01$, (c) $HSNMTC_{RT_{m\acute{a}x}} = 0.05$, (d) $HSNMCC_{RT_{m\acute{a}x}} = 0.04$	89
Figura 56. Comparación entre conexión reforzada y no reforzada con PRFC (ensayos experimentales). (a) Curvas de deformación principal-momento flector. (b) Diagrama de vida constante a fatiga.....	90

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades de los materiales: PRFC, adhesivos y acero (valores medios).....	21
Tabla 2. Parámetros del comportamiento tracción-separación de los elementos cohesivos para el modelo numérico de la capa adhesiva.....	26
Tabla 3. Propiedades de los materiales de las placas de hierro pudelado, acero moderno, laminado de PRFC y adhesivo.	28
Tabla 4. Composición química (% en peso) del hierro pudelado ensayado y del acero moderno.	28
Tabla 5. Parámetros de los ensayos de fatiga.....	30
Tabla 6. Sección transversal de los cordones principales y las diagonales en el puente de Redondela.....	34
Tabla 7. Cargas por eje para cada modelo de carga vehicular analizado.	37
Tabla 8. Propiedades mecánicas de los materiales metálicos utilizados en la conexión larguero-vigueta.	40
Tabla 9. Propiedades ortótropas elásticas de las láminas de PRFC.	52
Tabla 10. Propiedades ortótropas de resistencia de las láminas de PRFC.	52
Tabla 11. Disposiciones de capas (láminas) para las secuencias de apilamiento evaluadas en el modelo local de elementos finitos de la conexión reforzada.....	53
Tabla 12. Resultados experimentales de los ensayos de las juntas a doble banda PRFC-acero con longitud de adherencia $L_I = 30$ mm.	60
Tabla 13. Resultados experimentales de los ensayos de juntas a doble banda PRFC-acero con longitud de adherencia $L_I = 60$ mm.	61
Tabla 14. Rangos de valores de los principales parámetros de los ensayos de juntas a doble banda PRFC-acero utilizados para calibrar el modelo analítico.	65
Tabla 15. Resultados de los ensayos estáticos en probetas de control.	71
Tabla 16. Resultados de los ensayos de fatiga.	73
Tabla 17. Rangos de parámetros de ensayo válidos para la curva de resistencia a fatiga propuesta.	79
Tabla 18. Resultados de los modelos numéricos global y local (conexión no reforzada).....	85
Tabla 19. Tensión media y amplitud de tensión fluctuante obtenida de los modelos locales de elementos finitos.	86

Tabla 20. Tensión media y amplitud de tensión fluctuante obtenidas de los ensayos experimentales (correspondientes al momento flector máximo M_C en la conexión para el modelo de carga UIC 71).	92
--	----

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

En la actualidad, gran parte de los puentes ferroviarios metálicos con uniones roblonadas construidos en España y Europa desde finales del siglo XIX hasta principios del siglo XX aún continúan en servicio. A menudo, estos puentes se encuentran sometidos a solicitaciones más elevadas que aquellas para las que fueron diseñados originalmente, por lo que en muchos casos estas estructuras podrían estar próximas al final de su vida útil. En vista del gran número de puentes ferroviarios roblonados en Europa [1] y en el mundo, y teniendo en cuenta su considerable antigüedad, el refuerzo de estas estructuras para extender su vida útil se ha convertido en una prioridad para los administradores de infraestructuras y los ingenieros de puentes, ya que se trata de una solución económica y ambientalmente preferible a la demolición y sustitución por nuevos puentes [2]. Los antiguos puentes ferroviarios metálicos con uniones roblonadas han estado sometidos a un elevado número de cargas cíclicas durante su dilatada vida en servicio, por lo que en muchos de ellos podrían aparecer problemas de fatiga en determinados detalles constructivos donde se producen altas concentraciones de tensiones, limitando así su vida útil residual.

Un detalle propenso a la fatiga característico de estos puentes se encuentra en la conexión entre los elementos longitudinales (largueros) y transversales (viguetas) del tablero donde el alma del larguero presente un rebaje y las alas del larguero hayan sido cortadas en el extremo del larguero para facilitar la conexión larguero-vigueta (Figura 1). En este caso, las grietas por fatiga se inician y desarrollan en el alma del larguero en la zona debilitada localmente por el rebaje del alma y/o el corte del ala (Figura 1), debido a la concentración de tensiones en esta región generadas por el momento flector que se produce en la conexión al paso de los trenes.

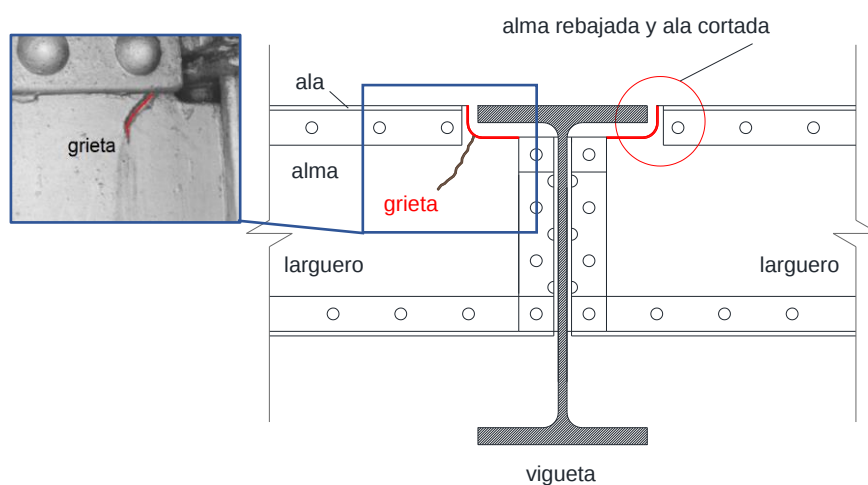


Figura 1. Desarrollo de grieta por fatiga en el extremo del larguero con alma rebajada y ala cortada en la conexión larguero-vigueta.

Otro detalle propenso a la fatiga típico en puentes metálicos roblonados se presenta en la conexión larguero-vigueta por medio de angulares roblonados tanto al alma del larguero como de la vigueta ([Figura 2](#)). En la literatura científica, se ha reportado un número relativamente elevado de casos de daños por fatiga en las conexiones larguero-vigueta en puentes metálicos roblonados [3,4]. Estas conexiones presentan cierta rigidez rotacional, lo que restringe parcialmente el giro de los extremos del larguero en su conexión con el alma de la vigueta [5]. En consecuencia, se desarrolla un momento flector M_C en los extremos del larguero ([Figura 2](#)), no previsto en el diseño original, que genera en los angulares de conexión tensiones de tracción que pueden ser lo suficientemente elevadas como para propiciar el desarrollo de grietas por fatiga en la raíz del angular [6]. Un ejemplo de este tipo de grietas por fatiga se muestra en la [Figura 3](#), correspondiente a un angular de conexión entre larguero y vigueta en el puente sobre el río Algodor, en el p.k. 77/100 de la línea Castillejo-Añover a Toledo (España), construido en el año 1923 y que actualmente se encuentra fuera de servicio.

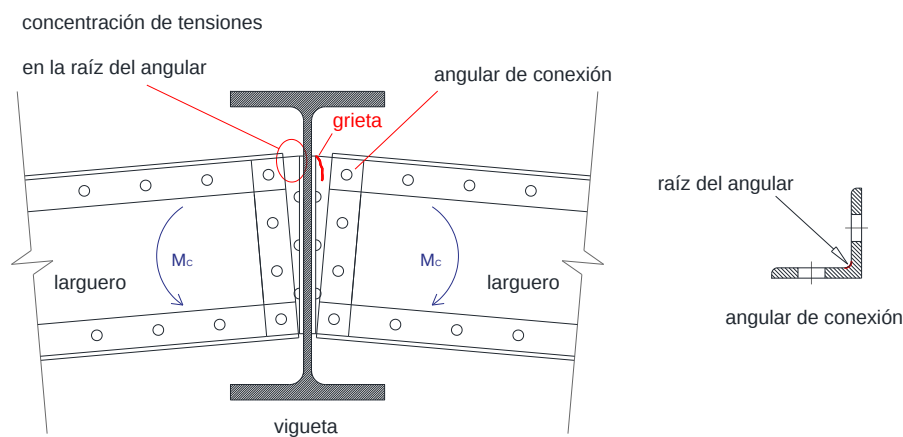


Figura 2. Concentración de tensiones en la raíz del angular de conexión roblonado debida al momento flector en la conexión larguero-vigueta.

Para prevenir la iniciación y/o propagación de grietas por fatiga en estos detalles constructivos y, en consecuencia, para extender la vida útil de estas conexiones, las tensiones en estos detalles propensos a la fatiga pueden reducirse mediante la aplicación de estrategias de refuerzo estructural. El método tradicional de refuerzo para prolongar la vida útil a fatiga de los puentes metálicos se basa en el uso de placas de acero unidas al elemento estructural original mediante soldadura o unión atornillada [7]. Sin embargo, los metales utilizados para la construcción de puentes ferroviarios desde finales del siglo XIX hasta principios del siglo XX no siempre son aptos para la soldadura debido a la posible variación de la tenacidad del material en el espesor de la pieza, por lo que se podrían originar grietas debido a las tensiones residuales generadas en la zona afectada por la elevada temperatura de la soldadura [8]. En este mismo sentido, la

perforación de agujeros en la estructura para atornillar placas de refuerzo de acero puede generar nuevas zonas de concentración de tensiones debilitando aún más el elemento y reduciendo la vida a fatiga [7]. Este método de refuerzo con placas de acero suele tener un coste elevado y su instalación en obra suele resultar tediosa. Además, presenta varias desventajas [9], como la introducción de cargas permanentes adicionales sobre la estructura y la generación de nuevas áreas de concentración de tensiones en las zonas de soldadura o taladrado. Igualmente, en estas zonas de soldadura o taladrado las placas de acero adicionales estarían sujetas a los mismos fenómenos de fatiga y corrosión que la estructura original, lo que aumentaría los costes futuros de mantenimiento de la estructura.



a) Vista del puente



b) Larguero



c) Angular de conexión

Figura 3. Grieta por fatiga en angular de conexión larguero-vigueta en el puente sobre el río Algodor.

Estos problemas que presentan los refuerzos mediante placas de acero se pueden reducir o evitar utilizando laminados de polímero reforzado con fibra de carbono (PRFC), ya que se trata de un sistema de refuerzo eficaz con alta rigidez y resistencia a tracción, y que se puede instalar fácilmente en obra debido a su reducido peso (disminuyendo la interrupción del tráfico ferroviario durante los trabajos de refuerzo). Además, al ser un material ligero se minimiza el incremento de cargas permanentes adicionales, y al no sufrir problemas de corrosión ofrece buenas propiedades

de durabilidad [10-12], lo cual resulta ventajoso en comparación con las placas de refuerzo de acero. En los últimos años, ha surgido un gran interés en el uso de laminados de polímeros reforzados con fibra de carbono (PRFC) para el refuerzo de puentes de acero. Estos laminados se pueden instalar adheridos a la superficie de acero utilizando un adhesivo estructural [10-12], o como placas pretensadas no adheridas con sus extremos anclados a las vigas metálicas mediante fijaciones de fricción, en lugar de utilizar la unión adhesiva [13,14]. La investigación desarrollada en esta tesis doctoral se centra en el método de refuerzo mediante unión adhesiva, ya que es una excelente alternativa a las técnicas tradicionales, como las placas de acero soldadas o atornilladas [15] y no presenta los inconvenientes de la solución pretensada, que introduce grandes esfuerzos localizados en los puntos de fijación del refuerzo a la estructura y su instalación resulta más compleja que en el caso de unión adhesiva. La aplicación de laminados de PRFC adheridos a la estructura metálica puede resultar una técnica prometedora para reducir los elevados niveles de tensión en ciertos detalles constructivos propensos a la fatiga en los puentes antiguos ferroviarios metálicos roblonados.

Uno de los inconvenientes del uso de laminados de PRFC adheridos a la superficie para el refuerzo de estructuras metálicas roblonadas se encuentra en el espacio relativamente reducido disponible entre roblones para instalar los laminados de PRFC (normalmente unos pocos centímetros). Sin embargo, la mayoría de los trabajos de investigación realizados anteriormente se han centrado en el estudio del comportamiento de laminados de PRFC con longitudes de adherencia suficientemente largas [16-18]. De hecho, la mayoría de los trabajos experimentales asume que la longitud de adherencia efectiva L_e (es decir, la longitud de adherencia a partir de la cual no se consigue incrementar la resistencia de la unión) está garantizada mediante el uso de grandes longitudes de adherencia en la unión. En algunos casos, se alcanza incluso la deformación de fluencia en la placa de acero reforzada antes del fallo de la unión [19,20], lo que no sería deseable bajo las cargas de servicio relacionadas con la fatiga. Por este motivo, resulta de especial interés el estudio del comportamiento de juntas adhesivas PRFC-metal con longitudes cortas de adherencia (por debajo de L_e).

La mayor parte de los estudios previos sobre esta tecnología llevados a cabo por otros investigadores se han centrado principalmente en el comportamiento estático de las estructuras de acero reforzadas con PRFC [10,21], y algunos otros han evaluado el comportamiento a fatiga de los laminados de PRFC adheridos a sustratos de acero [22,23]. Sin embargo, los estudios realizados para analizar el comportamiento a fatiga de la unión adhesiva entre el PRFC y los metales de puentes antiguos son muy reducidos [24,25]. Generalmente, los laminados de PRFC tienen una buena resistencia a fatiga bajo cargas en el plano del laminado paralelas a la dirección

de la fibra [26], por lo que el PRFC generalmente no presenta problemas de fatiga en estos sistemas de refuerzo estructural (especialmente en elementos reforzados a tracción o flexión con las fibras de carbono orientadas en la dirección de los esfuerzos de tracción). Sin embargo, la eficiencia del refuerzo a fatiga depende del comportamiento de la unión entre el PRFC y el metal, por lo que resulta necesario considerar los efectos de la carga de fatiga sobre la unión adhesiva. Durante la segunda mitad del siglo XIX, el hierro pudelado fue el material utilizado para la construcción de puentes metálicos hasta que fue reemplazado por el acero antiguo a principios del siglo XX. El proceso de fabricación de este metal (hierro pudelado) daba lugar a la formación de altas concentraciones de compuestos no deseados en el material, lo que resultaba en una estructura bandeada con grandes inclusiones de escoria [8]. Esta estructura laminar interna en el hierro pudelado podría ser un problema potencial en el caso del refuerzo mediante PRFC adhesivado a la superficie metálica, ya que se podría producir delaminación bajo esfuerzos de cizallamiento interlaminar en la propia placa de hierro pudelado, de manera similar al modo de fallo por despegue del refuerzo en la interfaz PRFC-metal, especialmente bajo cargas de fatiga [27]. En este sentido, resulta de interés estudiar el comportamiento a fatiga de la unión adhesiva PRFC-metal utilizando placas de hierro pudelado.

Diversos trabajos de investigación han demostrado la eficacia del uso de laminados de PRFC unidos con adhesivo para aumentar la vida útil a fatiga de las estructuras metálicas. La mayoría de ellos se centraron en el estudio de la resistencia a fatiga de la unión adhesiva entre el laminado de PRFC y el sustrato metálico en elementos reforzados sometidos a esfuerzos de tracción [28,29] o elementos sometidos a flexión (vigas) reforzados en el ala inferior traccionada [30-33], en ambos casos mediante ensayos de especímenes a escala reducida en laboratorio.

En la bibliografía se ha reportado un número limitado de aplicaciones reales en obra de refuerzo con PRFC de puentes metálicos antiguos o ensayos de laboratorio con especímenes originales a escala real extraídos de puentes antiguos [34,35]. Recientemente, se reforzó un puente metálico de carretera de 122 años de antigüedad en Melbourne (Australia) utilizando dos técnicas de refuerzo diferentes mediante laminados de PRFC con el objetivo de reducir las tensiones de tracción en el ala inferior de las vigas transversales de sección en doble T del puente [13]. Las mediciones de deformación a corto plazo realizadas in-situ antes y después del refuerzo demostraron que las tensiones de tracción en el ala inferior de las vigas transversales se redujeron aproximadamente en un 15% y un 44% mediante la aplicación de estas dos técnicas de refuerzo: placas de PRFC no pretensadas unidas con adhesivo y placas de PRFC pretensadas no adheridas, respectivamente. De manera similar, en el marco del proyecto FASSTBRIDGE [36], se reforzó un puente de carretera de acero soldado en Madrid (España), construido alrededor de 1965,

1. Introducción

mediante la adhesión de placas de PRFC dispuestas transversalmente a las soldaduras a tope en el ala inferior de las vigas principales longitudinales de acero (Figura 4), que se encuentran sometidas a tensiones cíclicas de tracción [37]. A partir de las medidas de deformación que se registraron in-situ, se obtuvo una reducción de la tensión del 20 al 30% en las soldaduras a tope después del refuerzo con PRFC, lo que supondría un aumento en la vida útil residual de estos detalles propensos a fatiga.



a) Vista del puente



b) Aplicación del refuerzo



c) Fijación del refuerzo

Figura 4. Refuerzo a fatiga mediante laminados de PRFC en unión soldada de vigas de acero.

(Fuente: <https://fasstbridge.eu/documents2>. Imágenes reproducidas con el permiso de Tecnalia como Coordinador del proyecto FASSTBRIDGE).

Todos estos estudios e intervenciones se centraron en el refuerzo de elementos metálicos sometidos a esfuerzos de tracción (como las alas inferiores de vigas sometidas a flexión) y no en las conexiones entre diferentes elementos de la estructura (por ejemplo, las uniones larguero-vigueta), que como se ha comentado anteriormente, se trata de un detalle constructivo propenso a sufrir problemas de fatiga. Para las uniones roblonadas larguero-vigueta, encontrar una solución

de refuerzo eficaz supone un gran desafío debido a la falta de espacio para la intervención, la presencia de roblones y la complejidad de la geometría de estos detalles.

Un estudio de investigación publicado recientemente propone la aplicación de barras pretensadas de PRFC para reforzar las conexiones larguero-vigueta en puentes metálicos roblonados antiguos [38]. Este método consiste en el uso de un anclaje mecánico de tipo cuña-barril como sistema de agarre de la barra pretensada de PRFC, junto con un sistema de sujeción fijado a la estructura principal para transmitir las fuerzas mediante fricción. Estas barras pretensadas de PRFC aplican una fuerza de compresión P sobre los largueros a ambos lados de la conexión y, en consecuencia, introducen un momento flector M_P que se opone a la deformación fuera del plano de los angulares de conexión, reduciendo así el nivel tensional en este detalle propenso a fatiga (Figura 5). En la investigación realizada en [38], el efecto de este refuerzo resultó en una reducción del 40% de los esfuerzos de tracción en la región propensa a fatiga en los angulares de conexión. Aparte de este innovador sistema desarrollado recientemente en [38] para el refuerzo de la conexión larguero-vigueta mediante PRFC, existe una falta de estrategias de refuerzo mediante PRFC con unión adhesiva para las conexiones entre diferentes elementos en puentes metálicos roblonados (como las conexiones larguero-vigueta), que son a menudo puntos más críticos con respecto a la fatiga [5] que los elementos sometidos a tracción o flexión.

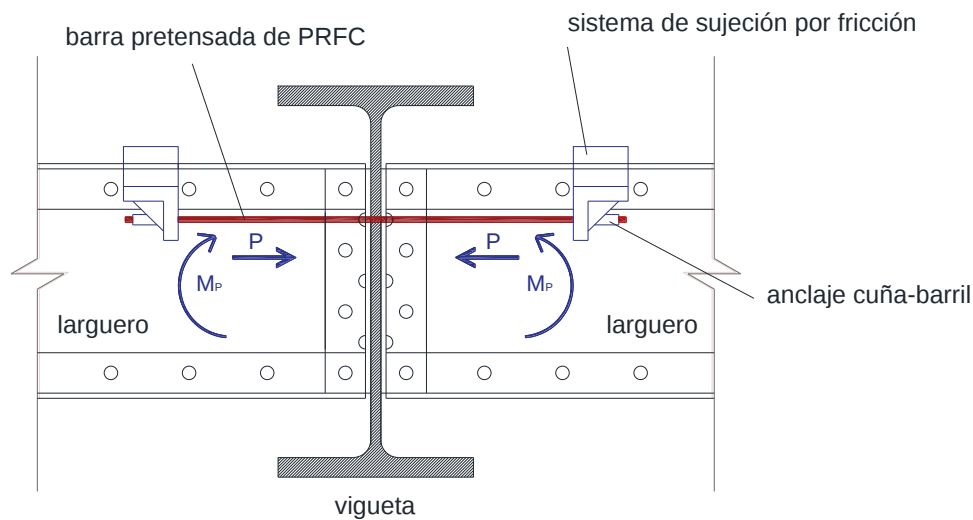


Figura 5. Sistema de refuerzo mediante barra pretensada de PRFC para conexiones larguero-vigueta.
Croquis según descripción del sistema realizada en [38] (elaboración propia).

1.2. Motivación y objetivos

Para un adecuado desarrollo de esta tecnología innovadora de refuerzo de puentes metálicos roblonados, resulta necesario estudiar en profundidad el comportamiento de la unión adhesiva entre el laminado de PRFC y el elemento metálico a reforzar. Este estudio se puede realizar a partir de ensayos a tracción de juntas a doble banda PRFC-metal [39-43], formadas por dos laminados de PRFC unidos mediante adhesivo en ambas caras de dos placas metálicas alineadas y separadas entre sí por un pequeño espacio (junta), simulando un elemento metálico con una grieta por fatiga (Figura 6a). Estas probetas pueden considerarse representativas del refuerzo mediante PRFC de secciones metálicas agrietadas sometidas a esfuerzos de tracción en puentes metálicos, como ocurre en el extremo de los largueros en la zona del alma rebajada y ala cortada en la conexión larguero-vigueta (Figura 6b).

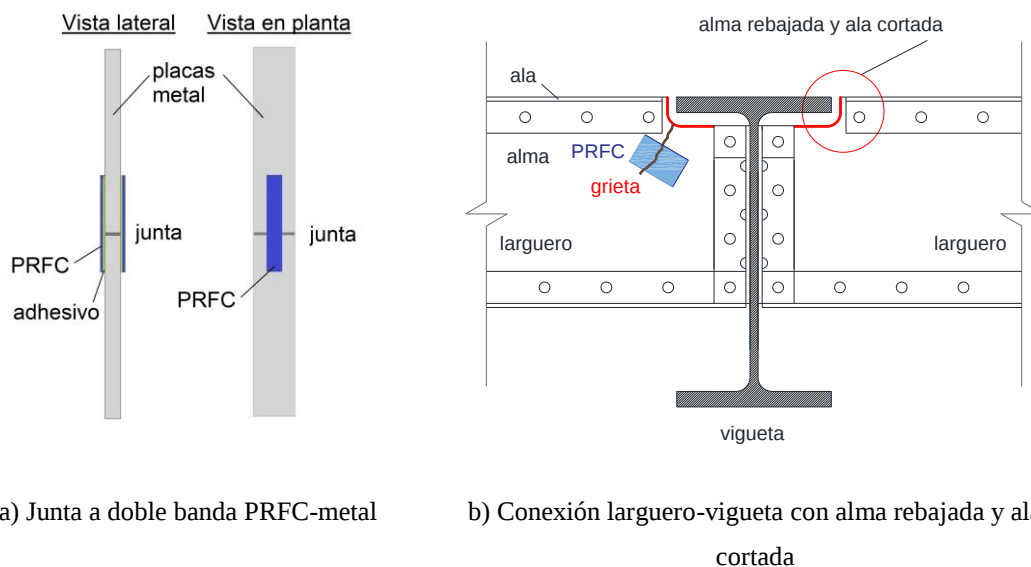


Figura 6. Concepto de refuerzo mediante doble banda de PRFC en alma agrietada en el extremo del larguero con alma rebajada y ala cortada en conexión larguero-vigueta.

Tal y como se indica en [11], existen seis posibles modos de fallo que pueden producirse en este tipo de uniones adhesivas: a) fallo adhesivo en la interfaz metal-adhesivo; b) fallo adhesivo en la interfaz PRFC-adhesivo; c) fallo cohesivo (rotura del adhesivo); d) delaminación en el PRFC (separación de algunas fibras de carbono de la matriz de resina); e) rotura del PRFC y f) plastificación del metal. Para poder adoptar un modelo analítico adecuado que permita predecir la resistencia de la unión, se debe tener en cuenta el modo de fallo que se produce en la probeta de ensayo.

En la literatura se proponen varios modelos analíticos para predecir la resistencia de estas uniones adhesivas en juntas a doble banda [44-46], pero básicamente se pueden agrupar en dos criterios de rotura diferentes: mecánica del continuo (modelos basados en tensiones o deformaciones) y mecánica de la fractura (modelos basados en la energía de fractura). Con respecto a los modelos basados en tensiones o deformaciones, el modelo analítico de Hart-Smith [47] se ha utilizado comúnmente en la literatura científica para predecir la carga de rotura P_u en probetas de junta a doble banda [48-50]. Este modelo fue desarrollado para el análisis de uniones con comportamiento elasto-plástico del adhesivo bajo esfuerzos de cizallamiento que fallan con un modo de rotura cohesivo (rotura del adhesivo), por lo que la deformación plástica por cizallamiento γ_p del adhesivo es un parámetro fundamental en este modelo. En este sentido, algunos trabajos publicados anteriormente por otros investigadores [48-51] se centraron en la determinación de γ_p a partir de los resultados experimentales de ensayos de juntas a doble banda. Sin embargo, en la mayoría de los casos, especialmente para longitudes cortas de adherencia [16,39,52,53], el modo de fallo que se produce es de tipo adhesivo (fallo en la interfaz metal-adhesivo o la interfaz PRFC-adhesivo), mostrando un comportamiento elástico de la junta adhesiva hasta la rotura. Por este motivo, no resultaría conveniente utilizar el modelo analítico de Hart-Smith (basado en un comportamiento elasto-plástico del adhesivo) para la predicción de la resistencia de la unión en estos casos. En consecuencia, se considera que el enfoque de la mecánica de la fractura resultaría más adecuado para predecir la resistencia al despegue en las probetas de junta a doble banda con longitudes cortas de adherencia.

Las propiedades mecánicas de los materiales utilizados para el sistema de refuerzo (PRFC y adhesivo) juegan un papel importante en el comportamiento de estas uniones, tal y como presentaron previamente otros investigadores en [54,55], y la primera fase del trabajo de investigación de esta tesis doctoral se enfoca especialmente en la influencia de la rigidez del PRFC y la ductilidad del adhesivo en la resistencia de la junta. Para evaluar la influencia de estos parámetros en el comportamiento de uniones adhesivas en juntas a doble banda con longitudes cortas de adherencia, se decidió estudiar dos fibras de carbono diferentes (FC230 y FC390) y dos adhesivos epoxi (EP1 y EP2), de modo que se pudiera encontrar la combinación de materiales de refuerzo más eficiente para este caso particular. Además, se analizaron dos longitudes cortas de adherencia L_1 diferentes para la junta a doble banda a un lado del espacio entre las placas metálicas ($L_1 = 30$ mm y $L_1 = 60$ mm), siendo la longitud de adherencia de la unión en el otro lado del espacio L_2 un 50% mayor que L_1 , para tratar de asegurar que la rotura durante el ensayo se producía en el lado más corto de la junta (L_1).

A partir de los resultados experimentales, se calibró un modelo basado en la mecánica de la fractura y se desarrolló una expresión que podría utilizarse en las guías de diseño para la predicción de la resistencia de la unión adhesiva en juntas a doble banda PRFC-acero. Asimismo, se realizaron simulaciones numéricas con elementos finitos utilizando modelos de zona cohesiva para la capa de adhesivo, y se compararon los resultados con los obtenidos a partir del modelo de mecánica de la fractura.

Las propiedades particulares del hierro pudelado con el que se construyeron los puentes ferroviarios roblonados durante el siglo XIX podrían influir en el efecto de la carga de fatiga sobre el comportamiento de la unión adhesiva entre el PRFC y el metal en puentes metálicos antiguos reforzados con este material. Este desconocimiento motivó la segunda fase del presente trabajo de investigación, en la que se llevó a cabo una campaña experimental para analizar el comportamiento a fatiga de las uniones adhesivas en juntas a doble banda PRFC-metal sometidas a tracción utilizando placas de hierro pudelado extraídas de un puente ferroviario construido en el siglo XIX: el puente de Redondela (Pontevedra, España). Posteriormente, los resultados experimentales se compararon con los de uniones con acero moderno recopilados de la literatura científica, evaluando las curvas de fatiga S-N y definiendo un límite de fatiga para las probetas de junta a doble banda PRFC-metal que podría utilizarse en las guías de diseño.

Por último, en la tercera fase de esta tesis doctoral, se diseñó y evaluó un innovador sistema de refuerzo basado en ángulos de PRFC adheridos con adhesivo en las conexiones larguero-vigueta de puentes ferroviarios metálicos roblonados para extender su vida útil a fatiga. Se utilizó un método basado en el diagrama de vida constante a fatiga [56] para el diseño de un sistema de refuerzo de PRFC adecuado para evitar la aparición de grietas por fatiga en los angulares metálicos de las conexiones larguero-vigueta. Para confirmar la eficacia del método de refuerzo propuesto, se evaluó experimentalmente su aplicación en un espécimen de laboratorio fabricado a partir de largueros originales extraídos del puente de Redondela, y los resultados se compararon con los de un modelo numérico de la conexión. Se realizaron ensayos estáticos a flexión en especímenes de conexión larguero-vigueta tanto reforzado como no reforzado para confirmar los efectos del método de refuerzo en la reducción del nivel tensional en el detalle propenso a fatiga. Este estudio demostró la viabilidad del uso de una estrategia preventiva mediante refuerzo de PRFC previamente a la aparición de grietas por fatiga para aumentar la vida útil de estas conexiones.

En este contexto, el **objetivo general** de la presente tesis doctoral es el desarrollo de sistemas de refuerzo a fatiga en puentes metálicos mediante el uso de laminados de polímero reforzado con

fibra de carbono (PRFC) adheridos mediante adhesivo estructural a la superficie metálica. Para alcanzar este objetivo general, se plantearon y abordaron los siguientes **objetivos específicos**:

- Analizar de manera experimental el efecto de la rigidez de la fibra de carbono y la ductilidad del adhesivo en el modo de fallo y en la resistencia de la unión adhesiva entre los laminados de PRFC y las placas de acero en probetas de ensayo de junta a doble banda PRFC-acero con longitudes cortas de adherencia.
- Desarrollar y calibrar una formulación de diseño basada en la mecánica de la fractura para predecir la resistencia de la unión adhesiva en juntas a doble banda PRFC-acero con longitudes cortas de adherencia, a partir de los resultados experimentales de una extensa base de datos de la literatura científica que incluya los resultados de los ensayos realizados en el presente trabajo de investigación.
- Simular mediante modelos numéricos de zona cohesiva la capa adhesiva de las juntas a doble banda PRFC-acero con longitudes cortas de adherencia, y comparar los resultados numéricos con los experimentales y los obtenidos con el modelo de mecánica de la fractura para validar su aplicación.
- Estudiar el comportamiento de la unión adhesiva entre laminados de PRFC y placas de hierro pudelado, comparando el modo de fallo y la resistencia experimental de estas juntas con el de probetas realizadas con placas de acero.
- Obtener una curva de resistencia a fatiga S-N en probetas de juntas a doble banda PRFC-metal a partir de los resultados experimentales de los ensayos realizados con hierro pudelado en el presente trabajo, junto con los resultados consultados en la literatura en probetas con acero, para poder establecer un límite de fatiga para el rango de tensión principal máxima en el adhesivo.
- Diseñar mediante modelos numéricos y validar experimentalmente una estrategia de refuerzo a fatiga para la conexión larguero-vigueta de un puente roblonado del siglo XIX utilizando laminados de PRFC unidos mediante adhesivo a la conexión, que permita disminuir el estado tensional en el angular metálico para alargar la vida a fatiga del detalle constructivo.

1.3. Artículos constitutivos de la tesis

Esta tesis doctoral está constituida por una compilación de tres artículos científicos enmarcados en una misma línea de investigación, que tiene como eje central el estudio de sistemas de refuerzo estructural basados en la aplicación mediante unión adhesiva de polímeros reforzados con fibra de carbono (PRFC) para incrementar la vida a fatiga de las conexiones larguero-vigueta en puentes metálicos.

La investigación se dividió en tres fases. En una primera fase, se llevó a cabo la evaluación de la influencia de la rigidez de la fibra de carbono y la ductilidad del adhesivo en uniones adhesivas entre PRFC y acero con longitudes cortas de adherencia ([Artículo N°1](#)). El uso de laminados de PRFC unidos a la estructura mediante adhesivo es una técnica prometedora para el refuerzo de estructuras de acero que han sufrido deterioro debido a la corrosión, al envejecimiento o al incremento de las cargas sobre la estructura, como en el caso de los puentes metálicos roblonados antiguos. Sin embargo, el espacio disponible entre roblones, que suele ser relativamente reducido, requiere el uso de laminados de PRFC con longitudes cortas de adherencia (por debajo de la longitud efectiva de adherencia L_e), lo que precisa un estudio en profundidad, ya que la mayoría de los trabajos de investigación realizados anteriormente se centraron en longitudes de adherencia suficientemente largas (por encima de L_e). Para estudiar el comportamiento de la unión entre los laminados de PRFC y las placas de acero en este tipo de estructuras reforzadas, se realizó una serie de ensayos en juntas a doble banda sometidas a carga de tracción, evaluando la influencia de la rigidez del PRFC y la ductilidad del adhesivo en la resistencia y el modo de fallo en las uniones adhesivas con longitudes cortas de adherencia. A partir de estos resultados experimentales, junto con una extensa base de datos recopilada de la literatura científica sobre ensayos similares, se calibró un modelo de mecánica de la fractura basado en la energía de fractura a cizallamiento en la interfaz de la unión G_{II} , y se obtuvo una expresión que podría utilizarse en las guías de diseño para la predicción de la resistencia de dichas uniones adhesivas. Finalmente, se realizaron simulaciones numéricas por elementos finitos de las probetas de junta a doble banda que se ensayaron utilizando modelos de zona cohesiva (MZC) para las capas adhesivas, y los resultados numéricos se compararon con el modelo de mecánica de la fractura y los ensayos experimentales.

En una segunda fase, se estudió el comportamiento a fatiga de la unión adhesiva en juntas a doble banda PRFC-metal con placas de hierro pudelado extraídas de un puente ferroviario roblonado del siglo XIX ([Artículo N°2](#)). Aunque el uso de laminados de PRFC unidos mediante adhesivo a los elementos a reforzar en puentes metálicos antiguos parece ser una técnica de refuerzo a fatiga prometedora, la estructura interna laminar del hierro pudelado podría influir en la eficiencia del

refuerzo, dando como resultado un fallo interlaminar prematuro en el propio metal antes incluso de producirse el fallo por despegue del laminado de PRFC. Para investigar sobre el comportamiento a fatiga de este sistema de refuerzo, se ensayaron en laboratorio seis probetas de junta a doble banda con laminados de PRFC adheridos a placas de hierro pudelado extraídas de un puente del siglo XIX. En primer lugar, se ensayaron tres probetas a tracción bajo carga estática hasta rotura como probetas de control, y posteriormente se ensayaron a fatiga otras tres bajo cargas cíclicas de tracción-tracción hasta 2 millones de ciclos a una frecuencia de 10 Hz, con carreras de tensión aplicadas en el metal de 60, 75 y 90 MPa. Se utilizó un modelo analítico para calcular la carrera de tensión principal máxima en el adhesivo durante el ensayo de fatiga, ya que se asume como el parámetro de resistencia a fatiga que gobierna en la junta a doble banda PRFC-metal. A partir de estos resultados experimentales, junto con una base de datos de ensayos en juntas con acero moderno recopilada de la literatura, se obtuvo una curva de resistencia a fatiga S-N para probetas de junta a doble banda PRFC-metal, y se propuso un límite de fatiga en términos de la carrera de tensión principal máxima en la capa adhesiva que podría considerarse en las guías de diseño para este tipo de uniones adhesivas.

Por último, en la tercera fase de la investigación, se realizó una evaluación numérica y experimental de un sistema de refuerzo a fatiga mediante polímeros reforzados con fibra de carbono (PRFC) para las conexiones larguero-vigueta de un puente ferroviario roblonado construido con hierro pudelado a finales del siglo XIX en España, el puente de Redondela ([Artículo N°3](#)). Para ello, se realizó un análisis mediante elementos finitos tanto del puente (modelo global) como de la conexión larguero-vigueta (modelo local), con el objetivo de obtener en los angulares de conexión roblonados las deformaciones principales máximas correspondientes al máximo momento flector en la conexión producido por las cargas de los trenes sobre el puente. Debido a la naturaleza anisótropa del hierro pudelado, los angulares de conexión se modelaron utilizando el criterio de plasticidad anisótropa de Hill y se realizó un estudio paramétrico en el modelo local de elementos finitos de la conexión con diferentes valores de la razón de límites elásticos empleada en este criterio de Hill. Se ensayó un espécimen de laboratorio fabricado con largueros originales desmantelados del puente ferroviario para calibrar los modelos numéricos, por lo que se obtuvo la razón de límites elásticos en el criterio de Hill que mejor se ajustaba a los resultados experimentales. A partir del método del diagrama de vida constante a fatiga y el criterio de rotura a fatiga de Goodman modificado, se detectó que los angulares de conexión eran propensos a la iniciación de grietas por fatiga, puesto que la combinación de tensión media y amplitud de tensión fluctuante en la raíz del angular metálico permanece fuera de la región segura (vida infinita a fatiga). Se diseñó un innovador sistema de refuerzo basado en ángulos de polímero reforzado con fibra de carbono (PRFC) unidos mediante adhesivo a la superficie metálica, con el

objetivo de evitar la aparición de grietas por fatiga en los angulares metálicos de la conexión larguero-vigueta. Se evaluaron numéricamente diferentes diseños de laminados de PRFC y se obtuvo una configuración adecuada que reducía tanto la tensión media como la amplitud de la tensión fluctuante en el angular de conexión metálico para pasar de la región de fallo (vida finita a fatiga) a la región segura (vida infinita a fatiga) en el diagrama de vida constante a fatiga. Para validar la eficacia del método de refuerzo de PRFC propuesto, este sistema se aplicó en un segundo espécimen de laboratorio fabricado con largueros originales del puente para evaluar experimentalmente su comportamiento, y se comparó con los resultados de los modelos numéricos. El estudio de investigación realizado mostró que el uso de ángulos de PRFC adheridos con adhesivo es un sistema de refuerzo eficaz para reducir el nivel tensional en la región de la raíz de los angulares de conexión de hierro pudelado (donde las grietas por fatiga son propensas a iniciarse) y, en consecuencia, podría aumentar la vida útil de la conexión larguero-vigueta del puente.

2. METODOLOGÍA

2.1. Probetas para ensayos de junta a doble banda PRFC-acero

Durante la **primera fase de la investigación (Artículo N°1)**, se realizaron un total de 28 ensayos de junta a doble banda PRFC-acero para evaluar la influencia de la rigidez del PRFC y la ductilidad del adhesivo en la resistencia de este tipo de juntas con longitudes cortas de adherencia. Para ello, se fabricaron 7 probetas para cada combinación de adhesivo (EP1 y EP2) y fibra de carbono (FC230 y FC 390): EP1-FC230, EP1-FC390, EP2-FC230 y EP2-FC390. Para cada grupo de 7 probetas, tres de ellas se fabricaron con una longitud de adherencia L_1 de 30 mm y las otras cuatro con una longitud de 60 mm (Figura 7). Todas las probetas se fabricaron con un espesor nominal de adhesivo t_a de 0.5 mm, excepto una probeta con $L_1 = 60$ mm para cada combinación de adhesivo y fibra de carbono, que se fabricó con un mayor espesor de adhesivo ($t_a = 2.0$ mm) para evaluar su efecto sobre la resistencia de la junta. Para cada combinación de longitud de adherencia, adhesivo y fibra de carbono, se ensayaron tres probetas idénticas con un espesor de adhesivo de 0.5 mm. La nomenclatura utilizada para cada probeta comienza con la longitud de adherencia L_1 (L30 o L60), seguida del tipo de adhesivo (EP1 o EP2), la fibra de carbono utilizada (FC230 o FC390) y finalmente un número para diferenciar entre probetas idénticas (S1, S2 o S3). Por ejemplo, L60-EP2-FC390-S2 se refiere a la segunda probeta (S2) con una longitud de adherencia $L_1 = 60$ mm, adhesivo epoxi EP2 y fibra de carbono FC390.

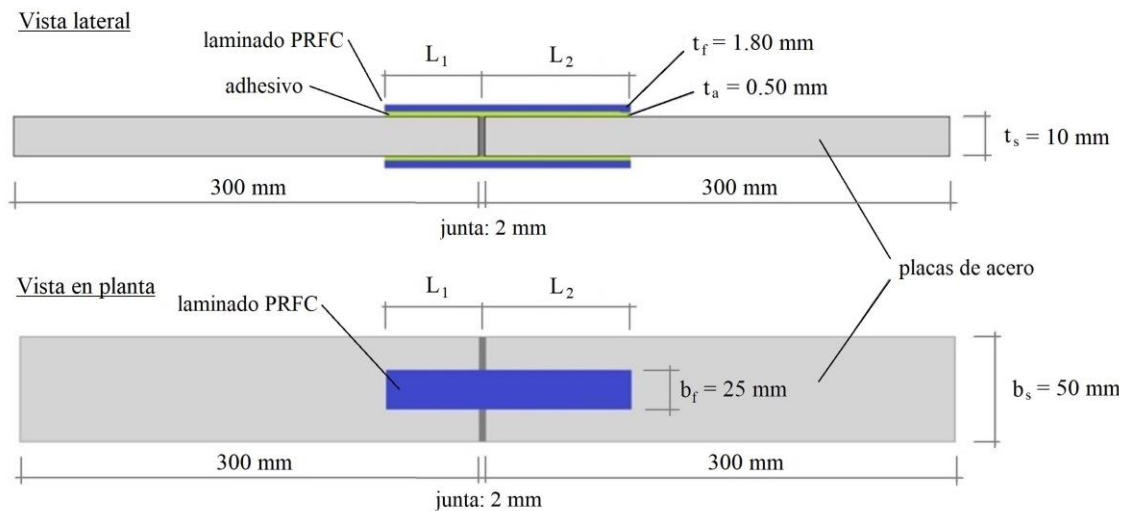


Figura 7. Vista esquemática de las probetas de junta a doble banda de PRFC-acero (las dimensiones no están a escala).

Para preparar las probetas de junta a doble banda PRFC-acero, en primer lugar, se realizó una limpieza de la superficie de las placas de acero mediante chorro abrasivo con silicato de aluminio, ya que durante unos ensayos previos realizados durante esta investigación [57] y en trabajos anteriores realizados por otros investigadores [58] se había comprobado que resultaba ser el

2. Metodología

tratamiento superficial más eficaz para mejorar la adherencia con el acero en este tipo de aplicaciones, obteniendo la mayor resistencia en la unión adhesiva PRFC-acero. Posteriormente, para la fabricación de cada probeta se alinearon dos placas de acero, manteniendo un espacio de 2 mm entre ellas mediante una junta de neopreno, y posteriormente se aplicó una capa de adhesivo epoxi de manera uniforme tanto en la superficie del acero como en el laminado de PRFC. A continuación, se posicionó el laminado de PRFC sobre la superficie de la placa de acero y se aplicó presión para eliminar el exceso de adhesivo, hasta lograr el espesor deseado en la capa de adhesivo. Para controlar la alineación correcta de la probeta se empleó un útil de alineación diseñado para este fin, y con el objetivo de mantener un espesor fijo de la capa de adhesivo durante la preparación de la probeta se dispusieron una serie de separadores entre las placas de acero y el útil de alineación. Para cada combinación de parámetros estudiados (longitud de adherencia, adhesivo y fibra de carbono), se instrumentó una probeta mediante galgas extensiométricas adheridas a la superficie del PRFC para medir las deformaciones en los laminados de PRFC durante el ensayo (Figura 8a), y posteriormente poder compararlas con las deformaciones obtenidas en los modelos numéricos. Todos los ensayos se realizaron bajo carga de tracción utilizando una prensa multiensayos Instron 3382, en control de desplazamiento a una velocidad de carga de 0.5 mm/min hasta la rotura. La Figura 8b muestra el ensayo de una probeta de junta a doble banda PRFC-acero.



Figura 8. a) Preparación de las juntas a doble banda PRFC-acero; b) Ensayo a tracción de una junta a doble banda PRFC-acero.

2.1.1. Propiedades de los materiales de las juntas a doble banda PRFC-acero

Las placas de acero utilizadas, fabricadas a partir de acero estructural laminado en caliente S275 JR, tenían una longitud de 300 mm, un ancho de 50 mm y un espesor 10 mm (Figura 7). La sección transversal se seleccionó para que en el acero no se superase el límite elástico durante el ensayo. Se utilizaron laminados de PRFC de 1.80 mm de espesor nominal y 25 mm de ancho

(Figura 7), fabricados mediante infusión con resina epoxi bicomponente (Araldite® LY 1568/Aradur® 3489) sobre tejidos de fibra de carbono unidireccional con fibras Toray® T700 (laminados FC230) y fibras Pyrofil™ HR40 (laminados FC390), curados a una temperatura de 80°C durante 4 horas, según recomendaciones del fabricante de la resina. Para unir los laminados de PRFC a las placas de acero, se utilizaron los adhesivos estructurales de tipo epoxi Araldite® AW 4856 (EP1) y Araldite® 2031 (EP2).

Los dos laminados de PRFC presentan diferente rigidez axial a tracción, siendo el laminado FC390 un 57% más rígido que el FC230. En el caso de los adhesivos epoxi, EP1 es 3.4 veces más rígido que EP2 (en el rango elástico), pero la diferencia más relevante se encuentra en que EP1 es elástico hasta rotura (comportamiento frágil), mientras que EP2 tiene un comportamiento dúctil presentando una mayor deformación hasta rotura, con una energía de deformación a tracción 4 veces superior a EP1. Los valores medios de las propiedades mecánicas de los materiales que forman la probeta de junta a doble banda PRFC-acero se presentan en la Tabla 1. Para más detalles sobre los ensayos de caracterización de estos materiales, se puede consultar el Artículo N°1 de la tesis.

Tabla 1. Propiedades de los materiales: PRFC, adhesivos y acero (valores medios).

	FC230	FC390	EP1	EP2	Acero **
Resistencia a tracción (MPa)	1932	1663	30	19	450
Tensión de fluencia (MPa)	-	-	-	-	310
Módulo de elasticidad (MPa)	117146	183605	4951	1451	200000
Deformación en rotura (%)	1.65	0.91	0.61	2.98	37.20
Coeficiente de Poisson	0.322	0.328	0.350*	0.350*	0.300
Energía de deformación a tracción (MPa mm/mm)	-	-	0.09	0.37	-

* Valores supuestos (no medidos durante los ensayos)

** Propiedades suministradas por el fabricante

2.2. Modelo analítico de resistencia para las juntas a doble banda PRFC-acero

Para la adopción de un modelo analítico adecuado para predecir la resistencia de las juntas a doble banda PRFC-acero, en primer lugar, resulta necesario analizar el modo de fallo que se produce en el ensayo a tracción de este tipo de uniones. Como se comentó anteriormente en el apartado de Introducción, se considera que los modelos basados en la mecánica del continuo (por ejemplo, el modelo analítico de Hart-Smith [47]) no resultan de aplicación cuando el modo de fallo de la unión es de tipo adhesivo (la rotura se produce en la interfaz adhesivo-acero o adhesivo-PRFC),

que fue el modo de fallo observado en las probetas con longitudes cortas de adherencia $L_1 = 30$ mm en este estudio. Además, para las probetas con $L_1 = 60$ mm y adhesivo EP2, no se consiguió desarrollar por completo el comportamiento dúctil del adhesivo, por lo que no se alcanzó la deformación plástica por cizallamiento en el adhesivo y por tanto no se pudo determinar el parámetro γ_p necesario para definir el modelo de Hart-Smith.

En consecuencia, se consideró que un modelo basado en la mecánica de la fractura resultaba más adecuado para predecir la resistencia al despegue de las juntas a doble banda con longitudes cortas de adherencia con modo de fallo adhesivo, como es el caso. En este sentido, para caracterizar la resistencia de la junta se utilizó la energía de fractura a cizallamiento en la interfaz G_{II} , asociada con la propagación de una grieta paralela al plano de la capa adhesiva (en la capa adhesiva, en la interfaz entre adherentes, o una combinación de ambos). Cuando el despegue comienza desde el espacio entre las placas de acero (como ocurre en las probetas de este estudio), la carga teórica de rotura $P_{u,teo}$ se puede estimar como [59]:

$$P_{u,teo} = \alpha \frac{2}{\delta} \sqrt{E_s A_s b_a G_{II} (\delta + I)} \quad (1)$$

Donde δ es una medida de la diferencia de rigidez axial entre adherentes:

$$\delta = \frac{E_s A_s}{2 E_f A_f} \quad (2)$$

E_s y A_s son el módulo de elasticidad y el área de la sección transversal de las placas de acero, respectivamente; E_f y A_f son el módulo de elasticidad y el área de la sección transversal de los laminados de PRFC, respectivamente; b_a es el ancho de la capa adhesiva; y α es un factor corrector que se incluye en el modelo para tener en cuenta la longitud de adherencia L_1 de la junta adhesiva [59]:

$$\alpha = 1 - e^{-\lambda L_1}, \text{ with } \lambda = \sqrt{\frac{G_a}{t_a} \left(\frac{1}{E_f t_f} + \frac{2}{E_s t_s} \right)} \quad (3)$$

Donde G_a es el módulo de elasticidad a cortante del adhesivo.

De acuerdo con el modelo analítico de la Ecuación (1), el parámetro que caracteriza la resistencia de la junta sería por tanto la energía de fractura a cizallamiento en la interfaz (modo de fractura II puro). En trabajos de investigación anteriores [60,61] con ensayos de junta a doble banda, se planteaba que esta energía estaba relacionada con el espesor del adhesivo t_a y también con las propiedades mecánicas del adhesivo, tales como la energía de deformación a tracción R_a , la resistencia a tracción $f_{t,a}$ o el módulo de elasticidad a cortante G_a . Además, algunos investigadores [59] indican en sus trabajos que la máxima carga transferible a través de la unión adhesiva es

función del espesor de adhesivo. En el presente trabajo de investigación se consideró el parámetro R_a (energía de deformación a tracción del adhesivo) como el más representativo del comportamiento mecánico del adhesivo, por lo que se adoptó este parámetro para el modelo analítico en lugar de la resistencia a tracción $f_{t,a}$ del adhesivo. Al igual que en trabajos de investigación anteriores, en el presente estudio se ensayaron diferentes laminados de PRFC, por lo que también se incluyó en el modelo la rigidez axial del laminado de PRFC, $K_f = A_f E_f$. De acuerdo con los resultados de otros trabajos de investigación [62], para longitudes de adherencia relativamente cortas, los modelos de mecánica de la fractura sobreestiman la carga de rotura de las uniones adhesivas. Como las longitudes de adherencia L_I ensayadas en esta campaña experimental eran presumiblemente más cortas que la longitud efectiva de adherencia L_e (o cercanas a este valor), se consideró incluir el parámetro L_I/L_e (relación entre la longitud de adherencia y la longitud efectiva de adherencia teórica) en la expresión semi-empírica de la energía de fractura a cizallamiento G_{II} calibrada en este trabajo a partir de los resultados experimentales. De esta manera, para longitudes cortas de adherencia (típicamente con $L_I/L_e < 1$), la energía de fractura G_{II} podría reducirse, de acuerdo con lo comentado anteriormente. Se adoptó una función no lineal para relacionar la energía de fractura y los parámetros mencionados anteriormente (Ecuación (4)), variando los coeficientes A, B, C y D de esta función hasta minimizar los errores entre las predicciones teóricas $P_{u,teo}$ y los resultados de los ensayos $P_{u,exp}$. Este proceso condujo a una expresión de la forma:

$$G_{II} = A \left(\frac{L_I}{L_e} \right) t_a^B R_a^C K_f^D \quad (N/mm^2 \cdot mm) \quad (4)$$

Donde, de acuerdo con [59]:

$$L_e = \frac{5}{\lambda} \quad (mm) \quad (5)$$

2.3. Simulaciones numéricas de las juntas a doble banda PRFC-acero

Los modelos analíticos pueden proporcionar una buena herramienta para predecir la resistencia de la unión en geometrías sencillas y condiciones de carga simples (como la de estos ensayos de junta a doble banda). Pero estos modelos no pueden proporcionar información detallada en las regiones de concentración de tensiones donde se produce el inicio del fallo en la unión, especialmente cuando se utilizan geometrías y condiciones de carga complejas. Por tanto, para este trabajo se consideró interesante contrastar los resultados de una serie de modelos numéricos de las uniones adhesivas con los resultados experimentales, de modo que se pudiera demostrar la

utilidad de estos modelos numéricos en la predicción de la resistencia de la unión en casos más complejos.

Utilizando el software de elementos finitos Abaqus®, se simularon las probetas de junta a doble banda utilizando modelos de zona cohesiva (MZC) para las capas adhesivas, comúnmente utilizados en la literatura para la simulación de uniones adhesivas [63-65]. En el presente trabajo, se consideró un enfoque basado en el continuo; es decir, el uso de elementos cohesivos para modelar sólidos en lugar de interfaces, simulando el espesor finito de la capa adhesiva. En este caso, para el modelado de los adherentes (placas de acero y laminados de PRFC) se utilizaron elementos continuos tridimensionales C3D8R, con un comportamiento elástico y con las propiedades mecánicas descritas anteriormente (las placas de acero se simularon con un comportamiento elástico-lineal ya que las tensiones máximas en el acero se encuentran por debajo del límite elástico en todos los casos durante el ensayo). Para la capa adhesiva se utilizaron elementos cohesivos COH3D8, con un comportamiento regido por una ley de tracción-separación, y con los siguientes parámetros a introducir en el modelo: rigidez interfacial (comportamiento previo al daño), tensiones máximas antes del daño (criterio de iniciación del daño) y la ley de evolución del daño en la zona cohesiva.

Las mallas del modelo de elementos finitos se construyeron con simetría horizontal (plano XZ) para reducir el número total de elementos. Se introdujeron condiciones de contorno para modelar fielmente el procedimiento de ensayo, fijando la junta en un extremo y aplicando una carga de tracción en el extremo opuesto (Figura 9). Las mallas se construyeron aprovechando los algoritmos de mallado automático de Abaqus®, a partir de un procedimiento de asignación manual de semillas que incluye una variación gradual disminuyendo el tamaño de los elementos hacia los bordes de la unión, ya que estas regiones singulares presentan grandes gradientes de tensiones, permitiendo así capturar con precisión estos fenómenos en esta zona.

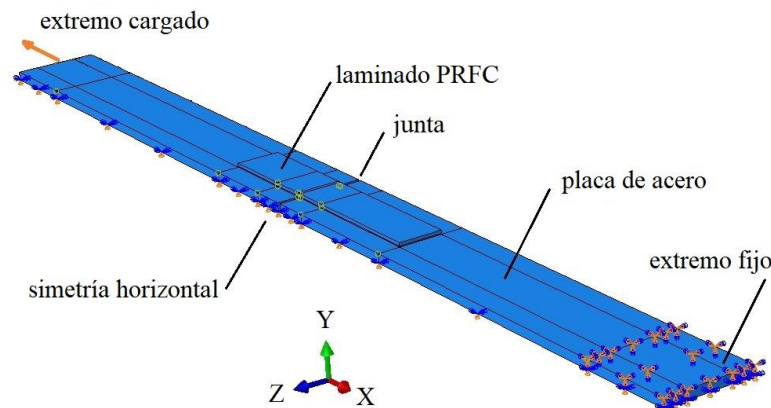


Figura 9. Vista 3D del modelo de elementos finitos de la junta a doble banda ($L_t = 60$ mm).

La ley de tracción-separación asume un comportamiento elástico-lineal inicial, y los parámetros de rigidez de la capa adhesiva vienen dados por K_{nn} , K_{ss} y K_{tt} . Estableciendo $K_{nn} = E$, $K_{ss} = G$, $K_{tt} = G$, se consigue una aproximación adecuada para capas de adhesivo de espesor reducido, siendo E y G los módulos de elasticidad longitudinal y transversal del adhesivo, respectivamente [66]. Para la iniciación del daño, se consideró el criterio de tensión nominal cuadrática (*Quads damage* en Abaqus®), ya que se ha demostrado en trabajos anteriores [67] que arroja resultados precisos. El criterio de daño se expresa como:

$$\left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_s}{t_s^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_t}{t_t^0} \right\}^2 = I \quad (6)$$

donde t_n , t_s y t_t representan las tensiones nominales para cada uno de los modos puros de fractura (modo I, modo II y modo III, respectivamente), y t_n^0 , t_s^0 y t_t^0 representan las correspondientes resistencias nominales en cada modo puro. Los símbolos $\langle \rangle$ serían los corchetes de Macaulay, que indican que el daño no se inicia por un estado de tensión puramente de compresión. Dado que los valores de las resistencias t_n^0 y t_t^0 correspondientes al modo I y el modo III de fractura en la interfaz tienen una influencia insignificante en los resultados numéricos en juntas a doble banda (donde gobierna el modo II), se asumió el mismo valor adoptado para t_s^0 para estos dos parámetros. Como aproximación, la resistencia nominal al cizallamiento para el modo II puro (t_s^0) a introducir en el modelo numérico se estableció como la resistencia a tracción del adhesivo, siendo $t_s^0 = 30$ MPa para EP1 y $t_s^0 = 19$ MPa para EP2.

La rigidez del material se degrada bajo una ley de ablandamiento lineal, y la separación completa se predice mediante la energía de fractura crítica requerida para una rotura en modo II puro, que es igual al área bajo la ley de tracción-separación (Figura 10).

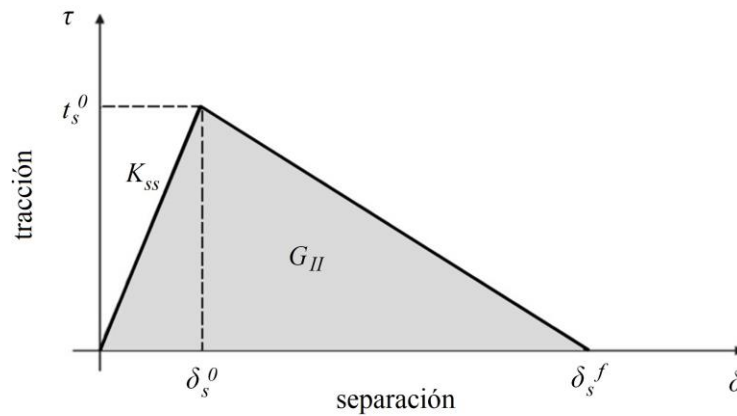


Figura 10. Ley de tracción-separación con ablandamiento lineal disponible en Abaqus® (para modo II puro).

2. Metodología

Los valores de energía crítica de fractura G_{II} utilizados en los modelos numéricos fueron los predichos por el modelo de mecánica de la fractura calibrado en el presente trabajo, que se presenta en la siguiente sección de *Resultados y Discusión*. De esta forma, este modelo analítico (calibrado a partir de resultados experimentales) se pudo comparar con los resultados numéricos para validar su idoneidad para la predicción de la carga de rotura. En la [Tabla 2](#) se muestran los valores introducidos en Abaqus® para la simulación de la ley de tracción-separación en las capas de adhesivo (se han considerado las probetas L30-EP1-FC230 y L60-EP2-FC390).

Tabla 2. Parámetros del comportamiento tracción-separación de los elementos cohesivos para el modelo numérico de la capa adhesiva.

	<i>Rigidez interfacial</i>			<i>Iniciación del daño</i>			<i>Evolución del daño</i>
	K_{nn}	K_{ss}	K_{tt}	t_n^0	t_s^0	t_t^0	G_{II}
	(N/mm ³)	(N/mm ³)	(N/mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm)
L30-EP1-FC230	4951	1834	1834	30.0	30.0	30.0	0.56
L60-EP2-FC390	1451	537	537	19.0	19.0	19.0	1.40

2.4. Comportamiento a fatiga de las juntas a doble banda PRFC-metal

Durante la **segunda fase de la tesis doctoral** se estudió el comportamiento a fatiga de la unión adhesiva en juntas a doble banda PRFC-metal, incluyendo los resultados obtenidos en ensayos de juntas con placas de hierro pudelado extraídas de un puente ferroviario del siglo XIX.

Para ello, se prepararon seis juntas a doble banda con laminados de PRFC adheridos a placas de hierro pudelado extraídas de los largueros del puente de Redondela. Tres de estas juntas se ensayaron bajo carga estática hasta rotura como probetas de control (S1, S2 y S3) y otras tres bajo cargas de fatiga tracción-tracción (F1, F2 y F3) hasta alcanzar los 2 millones de ciclos de carga a una frecuencia de 10 Hz. El número de ciclos se seleccionó en base a la definición dada en el Eurocódigo 3 para la resistencia a fatiga de un determinado detalle constructivo: la carrera de tensión de amplitud constante $\Delta\sigma_s$ que se produce en el metal para una duración de $N = 2 \times 10^6$ ciclos [68]. Las probetas que pervivieron a los 2 millones de ciclos sin alcanzar el fallo se ensayaron posteriormente bajo carga estática hasta rotura para comparar los resultados con las probetas de control y poder examinar el efecto de la fatiga en el comportamiento de la unión. Las seis probetas tenían la misma geometría que las probetas utilizadas en la fase anterior de la investigación para longitudes de adherencia $L_1 = 60$ mm, a excepción del espesor de las placas de hierro pudelado, que fue de 7 mm en lugar de los 10 mm de espesor de las placas de acero moderno. Se seleccionó una longitud de adherencia de 60 mm para que los resultados de este

estudio se pudieran comparar con los resultados de la fase anterior de la investigación en el caso de juntas a doble banda con acero moderno utilizando la misma combinación de materiales de refuerzo (PRFC y adhesivo). Para estas probetas, se utilizó fibra de carbono FC390 y adhesivo EP2, al ser la combinación de materiales con la que se obtuvo una mayor resistencia de la unión con longitud de adherencia de 60 mm. En este caso, el proceso de fabricación de las juntas fue el mismo que el descrito en la fase anterior de la investigación para las juntas con acero moderno.

Las placas de hierro pudelado utilizadas para fabricar las probetas de junta a doble banda se cortaron mediante chorro de agua a presión a partir del alma de cuatro largueros que se extrajeron durante unas obras de rehabilitación en 2017 de un antiguo puente ferroviario metálico roblonado (Figura 11) que se construyó en Redondela (Pontevedra, España) en 1884.



Figura 11. Placas de hierro pudelado cortadas del alma de largueros roblonados del puente de Redondela.

Las probetas de junta a doble banda PRFC-metal se curaron en un horno a una temperatura de 50°C durante 16 horas. Se realizaron ensayos de calorimetría diferencial de barrido usando un equipo DSC Q-200 en muestras de adhesivo curadas en el horno bajo las mismas condiciones que las juntas a doble banda para obtener la temperatura de transición vítrea (T_g) del adhesivo utilizado para unir los laminados de PRFC al metal. Los resultados arrojaron un valor medio de 58°C, con un coeficiente de variación del 9.5%. Puesto que esta temperatura no debía alcanzarse durante los ensayos de fatiga, ya que podría afectar al comportamiento de la unión adhesiva, se decidió monitorizar mediante termopares la temperatura en la junta durante los ciclos de carga.

2.4.1. *Propiedades de los materiales*

Las placas de hierro pudelado tenían una longitud, ancho y espesor de 300 mm, 50 mm y 7 mm, respectivamente. El ancho de estas placas metálicas se seleccionó para que el metal no plastificara

durante los ensayos de junta a doble banda. A partir de ensayos de tracción sobre cinco probetas de hierro pudelado (ensayados según UNE-EN 6892-1 [69]), se obtuvieron unos valores medios de módulo de elasticidad a tracción, límite elástico, resistencia a tracción y alargamiento en rotura de 198 GPa, 313 MPa, 367 MPa y 9.04 % (Tabla 3). A partir de ensayos de impacto Charpy (UNE-EN ISO 148 [70]) en 9 probetas de hierro pudelado, se obtuvo un valor medio de la energía de impacto de 6.3 J, con un coeficiente de variación del 45% (este elevado coeficiente de variación en la energía de impacto se puede atribuir a las altas heterogeneidades en la microestructura del material). En la Figura 12 se puede observar una cantidad significativa de inclusiones no metálicas en la dirección longitudinal, típicamente compuestas por fósforo y azufre (se encontró que el contenido de fósforo en este metal es relevante en comparación con los aceros modernos (Tabla 4). Se considera por tanto que estas inclusiones serían las responsables de la fragilización de este metal de bajo contenido en carbono [71], lo que se explica también por el menor alargamiento en rotura y la menor tenacidad obtenida para este metal en comparación con el acero moderno (Tabla 3). Las propiedades mecánicas del material de las placas de hierro pudelado, de los laminados de PRFC (FC390) y del adhesivo (EP2) se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Propiedades de los materiales de las placas de hierro pudelado, acero moderno, laminado de PRFC y adhesivo.

	Hierro pudelado	Acero moderno ⁴	PRFC	Adhesivo
Resistencia a tracción (MPa)	367 ¹	410-560	1663	19
Tensión de fluencia (MPa)	313 ¹	>275	N/A	N/A
Módulo a tracción (GPa)	198 ¹	210	183.6	1.45
Alargamiento en rotura (%)	9.04 ¹	>23	0.91	2.98
Coeficiente de Poisson	0.3 ³	0.3	0.328	0.35 ¹
Tenacidad (J) ²	6.3	>27	-	-

¹ Valores medios basados en 5 probetas, ensayadas según UNE-EN 6892-1 [69]

² Según UNE-EN ISO 148 [70] (temperatura de ensayo 0°C)

³ Valor asumido (no medido durante los ensayos)

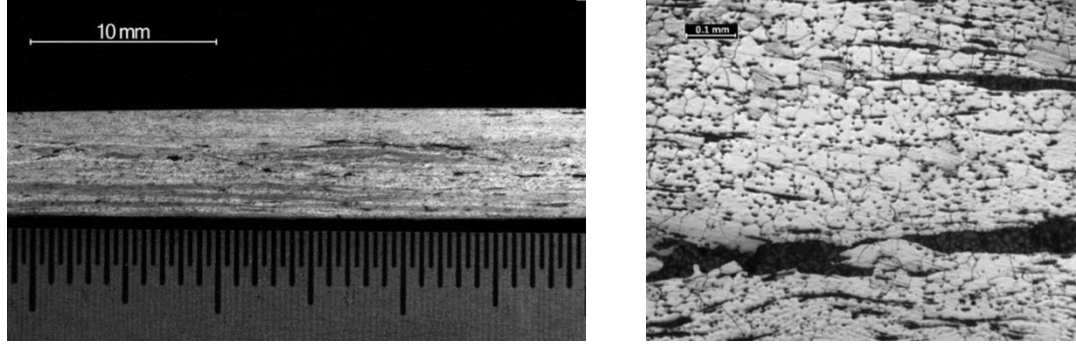
⁴ Según UNE-EN 10025-2 [72]

Tabla 4. Composición química (% en peso) del hierro pudelado ensayado y del acero moderno.

	C	Si	Mn	P	S
Hierro pudelado ensayado *	0.02	0.17	0.04	>0.12	0.04
Valores típicos de acero moderno **	<0.21	Variable	<1.50	<0.04	<0.04

* Valores medios de dos probetas extraídas de largueros del puente de Redondela

** Acero estructural no aleado laminado en caliente S 275 JR (según EN 10025-2 [72])



a) Estructura de bandas con grandes inclusiones de escoria.

b) Imagen x100

Figura 12. Micrografías de placas de hierro pudelado del puente de Redondela (varios aumentos).

2.4.2. Análisis de tensiones en el adhesivo

Durante los ensayos de fatiga, el despegue del PRFC generalmente comienza en las regiones de concentración de tensiones (zona de la junta entre placas metálicas) y se propaga a lo largo de la interfaz PRFC-adhesivo [73]. En estas zonas sensibles a la fatiga, las tensiones tangenciales τ_a y de pelado σ_a en el adhesivo son mayores, por lo que se consideran parámetros esenciales para evaluar la vida útil a fatiga de la unión entre las placas metálicas y los laminados de PRFC. Dado que las cargas máximas aplicadas durante el ensayo no superan el límite elástico de las placas metálicas, todos los materiales presentan un comportamiento elástico lineal, por lo que se puede realizar un análisis elástico para evaluar las tensiones en la capa adhesiva [11]. Las tensiones en el adhesivo en la posición de la junta entre placas metálicas se evalúan utilizando el modelo analítico propuesto en [28]:

$$\tau_a = -\frac{l}{b_a} \lambda C_1 \quad (7)$$

$$\sigma_a = \frac{l}{b_a} \left[\frac{a_3 C_1 \lambda^2}{a_1 \lambda^4 + a_2} - 2 \beta^2 C_4 \right] \quad (8)$$

Donde,

$$\lambda = \sqrt{f_2/f_1} \quad , \quad f_1 = \frac{t_a}{G_a b_a} \quad , \quad f_2 = \frac{l}{(EA)_f} + \frac{2}{(EA)_s} \quad (9)$$

$$a_1 = \frac{t_a}{E_a b_a} \quad , \quad a_2 = \frac{l}{(EI)_f} \quad , \quad a_3 = \frac{y_f}{(EI)_f} \quad , \quad \beta^4 = \frac{a_2}{4a_1} \quad (10)$$

$$C_1 = N_{f0} - \frac{P}{f_2 (EA)_s} , \quad C_3 = N_{f0} y_f - \frac{a_3}{a_2} \frac{P}{f_2 (EA)_s} - \frac{a_3 C_1}{a_2 + a_1 \lambda^4} \quad (11)$$

$$C_4 = \frac{I}{\beta} \frac{\lambda a_3 C_1}{a_2 + a_1 \lambda^4} + C_3 \quad (12)$$

donde N_{f0} es la fuerza de tracción en los laminados de PRFC y $y_f = t_f/2$; t_f es el espesor del laminado de PRFC; b_a es el ancho de la capa de adhesivo; E_a es el módulo elástico del adhesivo; G_a es el módulo a cortante del adhesivo; $(EA)_s$ es la rigidez axial de la placa metálica; $(EA)_f$ es la rigidez axial del laminado de PRFC; $(EI)_f$ es la rigidez a flexión del laminado de PRFC; y P es la carga de tracción durante el ensayo. A partir de las tensiones tangenciales y de pelado en la capa adhesiva, la tensión principal máxima en el adhesivo podría evaluarse como [73,74]:

$$\sigma_{ppal} = \frac{\sigma_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_a}{2}\right)^2 + (\tau_a)^2} \quad (13)$$

La resistencia a fatiga de las juntas a doble banda se puede evaluar utilizando la tensión principal máxima en la capa adhesiva, que se produce en la junta entre las placas metálicas (región de concentración de tensiones). Esta tensión principal máxima en el adhesivo σ_{ppal} se puede utilizar para caracterizar el fallo en la capa adhesiva, ya que se asume que es la tensión que produce la rotura por fatiga en la junta a doble banda. La carrera de tensión principal máxima en el adhesivo $\Delta\sigma_{adh}$ se presenta en la [Tabla 5](#) para la geometría de probeta y las propiedades del material consideradas en los ensayos experimentales, y se calcula como la diferencia entre las tensiones principales máximas en el adhesivo para P_{max} y P_{min} durante el ciclo de carga en el ensayo de fatiga.

Tabla 5. Parámetros de los ensayos de fatiga.

Prob.	P_{min}	P_{max}	ΔP	$\Delta\sigma_s$	$\Delta\sigma_{adh}$	N_{ciclos}
	kN	kN	kN	MPa	MPa	
F-1	2.3	23.0	20.7	60	14.24	2,000,000
F-2	2.9	29.0	26.1	75	16.38	2,000,000
F-3	3.5	35.0	31.5	90	24.72	323,384

Como se puede ver en la [Tabla 5](#), esta carrera de tensión en la capa adhesiva para las probetas que perviven a los 2 millones de ciclos de carga se encuentra por debajo de la resistencia a tracción del adhesivo (19.0 MPa, ver [Tabla 3](#)), pero no fue así para la probeta que falló durante los ciclos de carga (F3). La mayor tensión predicha por el modelo analítico en la probeta F3 en comparación

con la resistencia a tracción del adhesivo se puede explicar por una reducción de la tensión real (en comparación con la teórica) en las probetas en la posición de la junta entre las placas metálicas, lo que significa que este modelo analítico predice valores conservadores de los niveles de tensión en el adhesivo en la ubicación de esta junta.

2.4.3. Curva S-N para juntas a doble banda

Con el fin de obtener una curva S-N representativa de las juntas a doble banda PRFC-metal sometidas a cargas de fatiga, se ha creado una base de datos (126 ensayos) con resultados consultados en la literatura [73,75-82], con geometrías y parámetros de ensayo similares a los utilizados en los ensayos realizados en el presente trabajo. El objetivo de este estudio es proporcionar una estimación de la vida útil a fatiga de las juntas a doble banda PRFC-metal y demostrar que los resultados en probetas de hierro pudelado realizados en el presente trabajo son comparables a los del acero moderno en la literatura. Esto podría generar confianza en el uso de laminados de PRFC unidos mediante adhesivo para el refuerzo de puentes metálicos antiguos.

Por último, durante la **tercera fase de la tesis** se llevó a cabo una evaluación numérica y experimental de un sistema de refuerzo a fatiga mediante polímeros reforzados con fibra de carbono (PRFC) para las conexiones larguero-vigueta de un puente ferroviario roblonado construido con hierro pudelado a finales del siglo XIX en España.

2.5. Modelo global de elementos finitos para el puente de Redondela

2.5.1. Descripción del puente

El Puente de Redondela fue construido en 1884 por la empresa española La Maquinista Terrestre y Marítima utilizando como material de construcción el hierro pudelado y aún se encuentra en servicio. Según el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (Adif), la velocidad de los trenes en este puente está limitada a 80 km/h. Tal y como se indica en el proyecto y los planos originales [83], se trata de un puente de celosía roblonada simétrico y continuo de tres vanos sobre el río Alvedosa en Redondela (Pontevedra, España), con una longitud total de 149.5 m (luz central 57.5 m y dos vanos laterales 46.0 m cada uno), apoyado en dos pilares intermedios de celosía metálica (17.3 m de altura) y estribos de mampostería. Las vigas longitudinales principales están formadas por dos cerchas paralelas roblonadas de 5.2 m de altura y 3.5 m de separación, con 65 paneles distanciados cada 2.3 m (Figura 13). Como se muestra en la Figura 14, los cordones superiores e inferiores de las vigas principales están formados por la unión roblonada de una placa vertical de

450 × 13 mm, una placa horizontal de 500 × 13 mm y dos ángulos L90 × 90 × 13 mm, creando una sección transversal en forma de T. El cordón inferior tiene la misma geometría que el cordón superior, pero con la sección en forma de T invertida. Para resistir el momento flector correspondiente en cada sección, se añaden placas horizontales adicionales (500 × 13 mm, 500 × 14 mm y 500 × 10 mm) a las secciones transversales de los cordones superiores e inferiores en diferentes ubicaciones a lo largo del puente ([Figura 13](#)).

En los cordones superiores, las vigas principales están conectadas transversalmente por viguetas roblonadas en doble T separadas cada 2.3 m (longitud de panel), compuestas por una placa vertical de 500 × 10 mm y cuatro ángulos L75 × 75 × 10 mm ([Figura 14b](#)). Estas viguetas están conectadas longitudinalmente mediante largueros roblonados en doble T, formados por una placa vertical de 350 × 7 mm, cuatro ángulos de L70 × 70 × 8 mm y también una placa de acero de 200 × 16 mm ([Figura 14b](#)) soldada a los angulares del ala superior durante trabajos de refuerzo en el pasado (no incluidos en los planos originales). Las traviesas de madera se apoyan directamente sobre los largueros, y los raíles coinciden verticalmente con los largueros. Además, las vigas principales están conectadas transversalmente, cada 2.3 m a lo largo del puente, mediante un sistema de arriostramiento transversal vertical formado por dos ángulos L55 × 55 × 6 mm que conectan diagonalmente los cordones superiores e inferiores, dos ángulos L90 × 90 × 11 mm que conectan los cordones inferiores y un ángulo de L80 × 80 × 10 mm fijado a media altura de las vigas principales ([Figura 14a](#)). Finalmente, un sistema de arriostramiento transversal horizontal conecta los cordones inferiores mediante ángulos de L100 × 70 × 10 mm (vista en planta en la [Figura 13](#)).

Los cordones superior e inferior de una misma viga principal están conectados por elementos verticales de alma (postes) formados por dos ángulos L90 × 60 × 10 mm (excepto en pilares y estribos, donde estos postes tienen una sección transversal aumentada como se muestra en la [Figura 14b](#), según las reacciones en los apoyos). Además, a cada lado de los cordones superiores e inferiores se roblona de manera alterna una doble celosía de elementos diagonales de alma con una inclinación de 48.5° con respecto a la horizontal. La sección transversal de las diagonales varía entre dos ángulos L75 × 75 × 7 mm (diagonal tipo D1) y una sección en T compuesta por una placa de 180 × 14 mm y dos ángulos L90 × 90 × 13 mm (diagonal tipo D6), según su posición a lo largo de la longitud del puente ([Figura 1](#)) para resistir los esfuerzos cortantes correspondientes. Los diferentes elementos utilizados para construir las secciones transversales de los cordones superiores e inferiores, así como las secciones transversales de las diagonales, se detallan en la [Tabla 6](#).

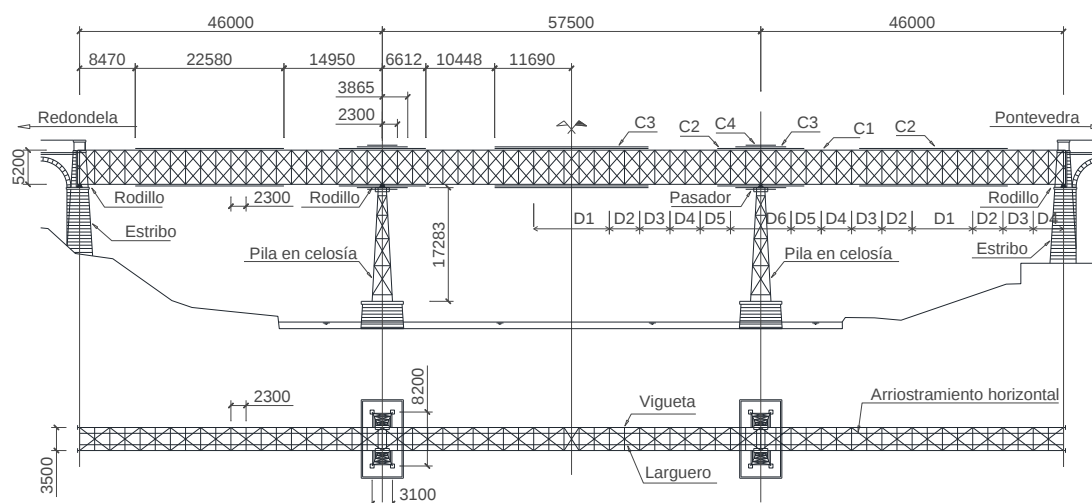


Figura 13. Planos del puente de Redondela: vistas en alzado y en planta (todas las dimensiones en mm).

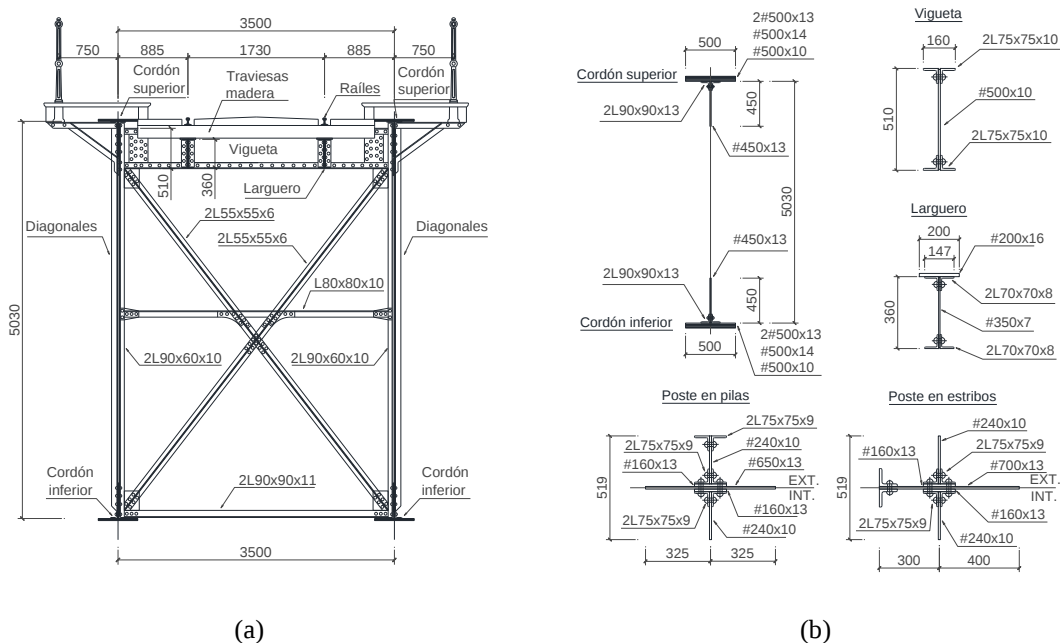


Figura 14. Planos del puente de Redondela: secciones transversales (todas las dimensiones en mm). (a) Sección transversal del puente. (b) Secciones transversales de elementos.

Tabla 6. Sección transversal de los cordones principales y las diagonales en el puente de Redondela.

Cordones superiores/inferiores		Diagonales	
C1	2L90 × 90 × 13 + #450 × 13 + #500 × 13	D1	2L75 × 75 × 7
C2	2L90 × 90 × 13 + #450 × 13 + 2#500 × 13	D2	2L80 × 80 × 9
C3	2L90 × 90 × 13 + #450 × 13 + 2#500 × 13 + #500 × 14	D3	2L80 × 80 × 10
C4	2L90 × 90 × 13 + #450 × 13 + 2#500 × 13 + #500 × 14 + #500 × 10	D4	2L80 × 80 × 10 + #160 × 10
-	-	D5	2L80 × 80 × 13 + #160 × 12
-	-	D6	2L90 × 90 × 13 + #180 × 14

2.5.2. Modelo numérico del puente

Se realizó un análisis de elementos finitos en 3D del puente de Redondela utilizando el software SAP2000® v20 [84] para obtener el momento flector máximo en las conexiones larguero-vigueta debido a la carga del tren. La geometría del modelo se basó en los documentos originales de construcción del puente [83], de acuerdo con la descripción del puente efectuada en la sección anterior. El modelo fue creado utilizando elementos tipo barra y conexiones rígidas en las uniones (los momentos se transfieren a través de las uniones) como se sugiere en [85,86] para este tipo de puentes roblonados (Figura 15). Solo los nodos de conexión larguero-vigueta se modelaron con resortes de flexión, que simulan la rigidez rotacional de la conexión entre el alma del larguero y el alma de la vigueta por medio de angulares de conexión roblonados, que es el detalle propenso a fatiga de interés en este estudio. El valor de la rigidez rotacional utilizado en el modelo global de elementos finitos del puente de Redondela se obtuvo a partir de la curva momento-rotación de la conexión larguero-vigueta en el modelo local de elementos finitos que se analiza en la siguiente sección.

Para este modelo de global de elementos finitos no se consideraron las propiedades mecánicas no lineales del material metálico, ya que sólo se aplicaron cargas de servicio en el modelo y se espera que los elementos del puente permanezcan por debajo del límite elástico, como también se indica en [86,87] para este tipo de análisis. Sólo se utilizaron las propiedades elásticas del material de hierro pudelado, con un módulo de elasticidad de 198 GPa y un coeficiente de Poisson de 0.30, según la caracterización mecánica que se realizó para este material y que se detalla en el [Artículo N°2](#). Las condiciones de contorno globales del modelo simulaban las condiciones de apoyo del puente. Los documentos del proyecto original [83] indicaban que la estructura consiste en un puente continuo de tres vanos que descansa sobre rodillos en apoyo simple tanto en los estribos como en el primer pilar (permitiendo la traslación en la dirección longitudinal), mientras que

utilizaba conexiones de pasador (apoyo articulado fijo) en el segundo pilar (lado de Pontevedra) (Figura 13).

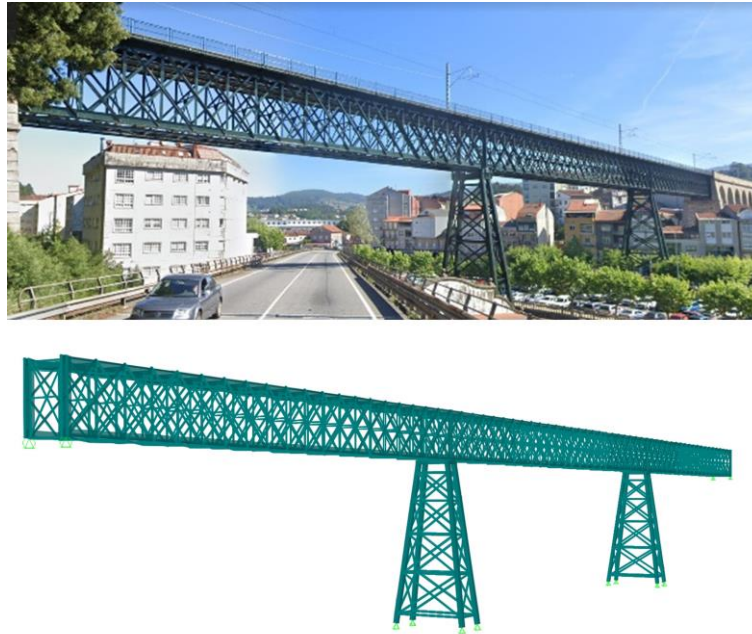


Figura 15. Vista general del puente de Redondela y modelo numérico 3D utilizando el software SAP2000®.

Se realizó un análisis de influencia de cargas móviles con patrón de carga viva vehicular [84], con las cargas por eje aplicadas directamente sobre los largueros, despreciando el efecto beneficioso de cualquier distribución de carga debido a los raíles y traviesas. En el modelo se definieron dos caminos para el desplazamiento de la carga móvil, uno para cada carril de la vía, y se asignaron a las barras de los largueros correspondientes, donde se aplicó la carga del vehículo. Dado que no se conocen las cargas de tráfico históricas en el puente a lo largo de su vida en servicio, el vehículo para el análisis de fatiga se definió con base en el modelo de carga UIC 71 (Figura 16a), ya que este es el procedimiento más común para la determinación de la carrera máxima de tensión en detalles de puentes ferroviarios propensos a la fatiga, como se indica en [88-90]. A efectos de comparación, en el modelo del puente se definieron dos modelos de carga vehicular adicionales basados en trenes de mercancías arrastrados por locomotoras. El primero de ellos es el modelo de carga de la Norma Española para Puentes Ferroviarios publicado en 1902 [91] representado en la Figura 16b, ya que puede dar una aproximación del momento flector máximo en las conexiones larguero-vigueta durante los primeros años posteriores a la construcción del puente de Redondela. El segundo modelo, basado en una locomotora común para los trenes de mercancías que se utilizan actualmente en la red ferroviaria española, la locomotora Renfe Serie 335 (Figura 16c),

2. Metodología

seguida de los vagones Renfe JJ92, también se analizó para considerar un escenario de tráfico más realista sobre el puente.

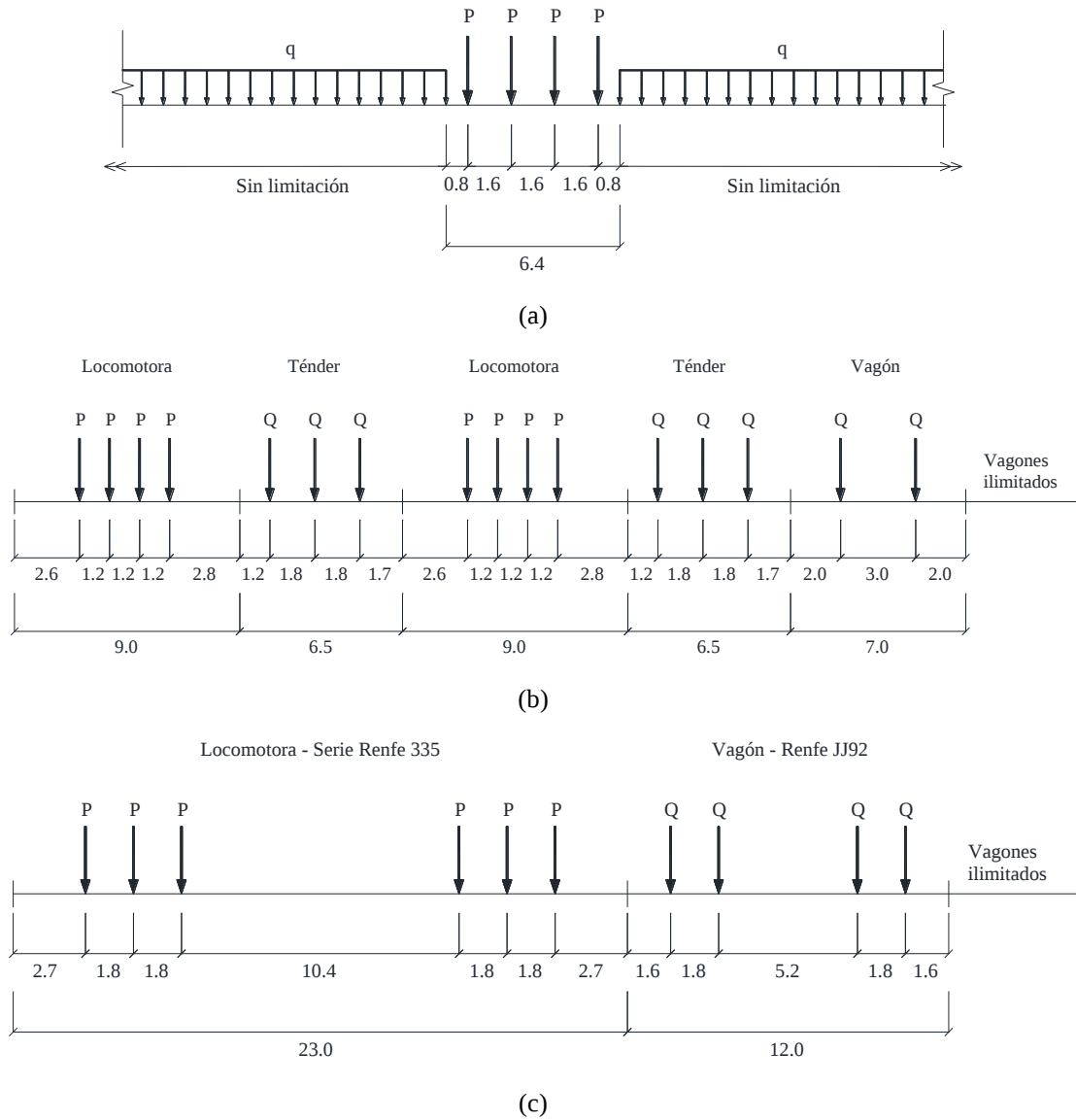


Figura 16. Modelos de carga vehicular considerados para el análisis global de EF del puente (todas las dimensiones en m). (a) Modelo de carga UIC 71 de acuerdo con [88]. (b) Modelo de carga de la Norma Española de Puentes Ferroviarios de 1902 según [91]. (c) Locomotora Renfe Serie 335 + Vagones Renfe JJ92.

A partir de un análisis llevado a cabo sobre los diferentes vagones que ofrece Renfe (principal operadora ferroviaria de España), el vagón JJ92 de Renfe es uno de sus vagones más pesados, por lo que ha sido seleccionado desde un punto de vista conservador. Las cargas por eje (P para locomotoras y Q para vagones) para cada modelo de carga considerado se muestran en la [Tabla 7](#). También se tuvieron en cuenta en el modelo global de elementos finitos del puente el peso

propio de los elementos metálicos de la estructura (8 t/m^3 para considerar también el peso de los elementos no modelados [92], como roblones y otros elementos de conexión) y la carga muerta debida a las traviesas y raíles de la vía (considerada como 1 kN/m para cada carril).

Tabla 7. Cargas por eje para cada modelo de carga vehicular analizado.

Modelo de carga	P (kN)	Q (kN)	q (kN/m)
Modelo de carga UIC 71	250	-	80
Norma española 1902	130	105	-
Locomotora 335 + Vagones JJ92	205	225	-

Para comprobar si la primera frecuencia natural de vibración de flexión n_0 del puente está dentro de los límites recomendados en [88] para evitar la necesidad de un análisis dinámico ($2.00 \text{ Hz} < n_0 < 4.18 \text{ Hz}$ para la longitud determinante del puente $L_\phi = 64.8 \text{ m}$), se llevó a cabo un análisis modal en el modelo numérico de la estructura. Se obtuvieron las primeras seis formas modales del puente y sus correspondientes frecuencias naturales, y los resultados se presentan en la [Figura 17](#).

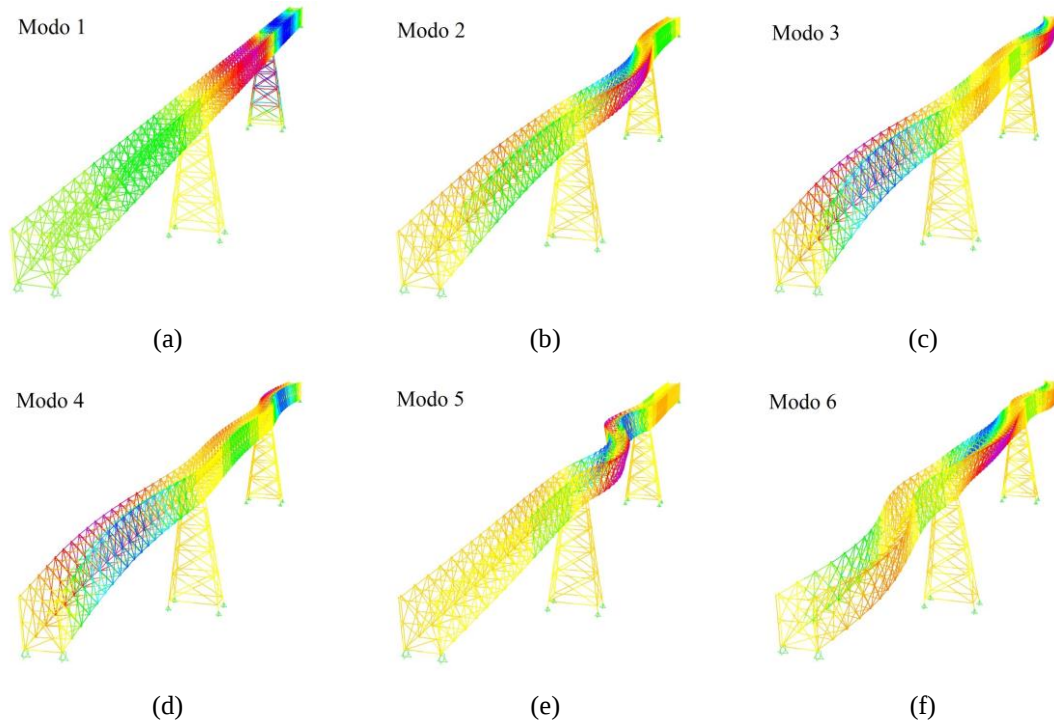


Figura 17. Primeras seis formas modales del puente y sus correspondientes frecuencias naturales. (a) Modo 1, $f_1 = 1.53 \text{ Hz}$. (b) Modo 2, $f_2 = 1.58 \text{ Hz}$. (c) Modo 3, $f_3 = 2.13 \text{ Hz}$. (d) Modo 4, $f_4 = 2.25 \text{ Hz}$. (e) Modo 5, $f_5 = 3.87 \text{ Hz}$. (f) Modo 6, $f_6 = 4.91 \text{ Hz}$.

Aunque la primera frecuencia natural de flexión ($n_0 = f_2 = 1.58$ Hz) está ligeramente por debajo del límite inferior ($n_{0,inferior} = 2.00$ Hz), para este caso particular (puente continuo con velocidad máxima nominal del tren de 80 km/h), no se requiere un análisis dinámico de acuerdo con [88], por lo que las cargas del tren se aplicaron de manera cuasi-estática.

2.6. Conexión larguero-vigueta del puente de Redondela

2.6.1. Descripción del espécimen de ensayo

Durante los trabajos de reacondicionamiento del puente de Redondela en 2017, se desmantelaron algunos largueros originales manteniendo sus angulares de conexión roblonados en los extremos, de modo que se pudiera ensayar en laboratorio el detalle propenso a la fatiga de la conexión larguero-vigueta. Se fabricaron dos especímenes de laboratorio utilizando los largueros originales del puente de Redondela: uno de ellos para replicar la conexión en el puente (no reforzada) y para calibrar los modelos numéricos de la conexión; y un segundo espécimen idéntico al anterior, pero reforzado mediante un sistema de polímero reforzado con fibra de carbono (PRFC) para evaluar sus efectos sobre el aumento de la vida útil a fatiga de la conexión.

Cada espécimen de ensayo se fabricó a partir de dos largueros originales del puente de Redondela, conectados mediante sus angulares de conexión originales al alma de un perfil HEB-600 de acero laminado en caliente S275, que se correspondería al alma de la vigueta en el puente. Las viguetas originales no pudieron usarse para estos ensayos ya que estos elementos permanecieron en el puente (sólo se extrajeron del puente los largueros con sus angulares de conexión roblonados). La sección transversal original del larguero estaba formada por cuatro ángulos $L70 \times 70 \times 8$ (alas superior e inferior) roblonados a una placa vertical (alma del larguero) con una altura de 350 mm y un espesor de 7 mm, como se muestra en la [Figura 18a](#). El vástago de los roblones tenía un diámetro de 21 mm, la cabeza del roblón presentaba 37 mm de diámetro y la distancia horizontal entre los roblones que conectan los ángulos que forman las alas con la placa de alma era de 120 mm. Durante unos trabajos de refuerzo en el pasado, se soldó una placa de acero de 200 mm de ancho y 16 mm de espesor a los ángulos originales del ala superior, aunque el ensamblaje del espécimen de ensayo se realizó con los largueros girados 180° con respecto a la posición original en el puente, y por tanto esta placa soldada aparece en la parte inferior del espécimen en la [Figura 18a](#). Los angulares de conexión (para conectar el alma del larguero al alma de la vigueta), que representan el detalle propenso a la fatiga de interés en este estudio, también son ángulos $L70 \times 70 \times 8$ con una longitud de 344 mm, conectados mediante roblones de 21 mm de diámetro tanto al alma del larguero (con 4 roblones) como al alma de la vigueta (con tres roblones por ángulo).

El espacio vertical entre estos roblones en los angulares de conexión era de 94 mm y la distancia entre el centro del agujero del roblón y el borde exterior del ala del angular fue de 39 mm, como se muestra en la [Figura 18b](#). Debido a la dificultad de replicar la técnica de roblonado en estos especímenes de ensayo para obtener roblones con propiedades mecánicas similares a los originales, se utilizaron tornillos de acero al carbono DIN 933 M20 grado 6.8 para la conexión de los angulares al alma del perfil HEB-600 (manteniendo los roblones originales en la conexión de los angulares al alma del larguero). Estos tornillos de acero de baja calidad se utilizaron para aproximar mejor la resistencia de los roblones de hierro pudelado, en comparación con los tornillos de grado 8.8 de alta resistencia que se usan comúnmente en este tipo de conexiones.

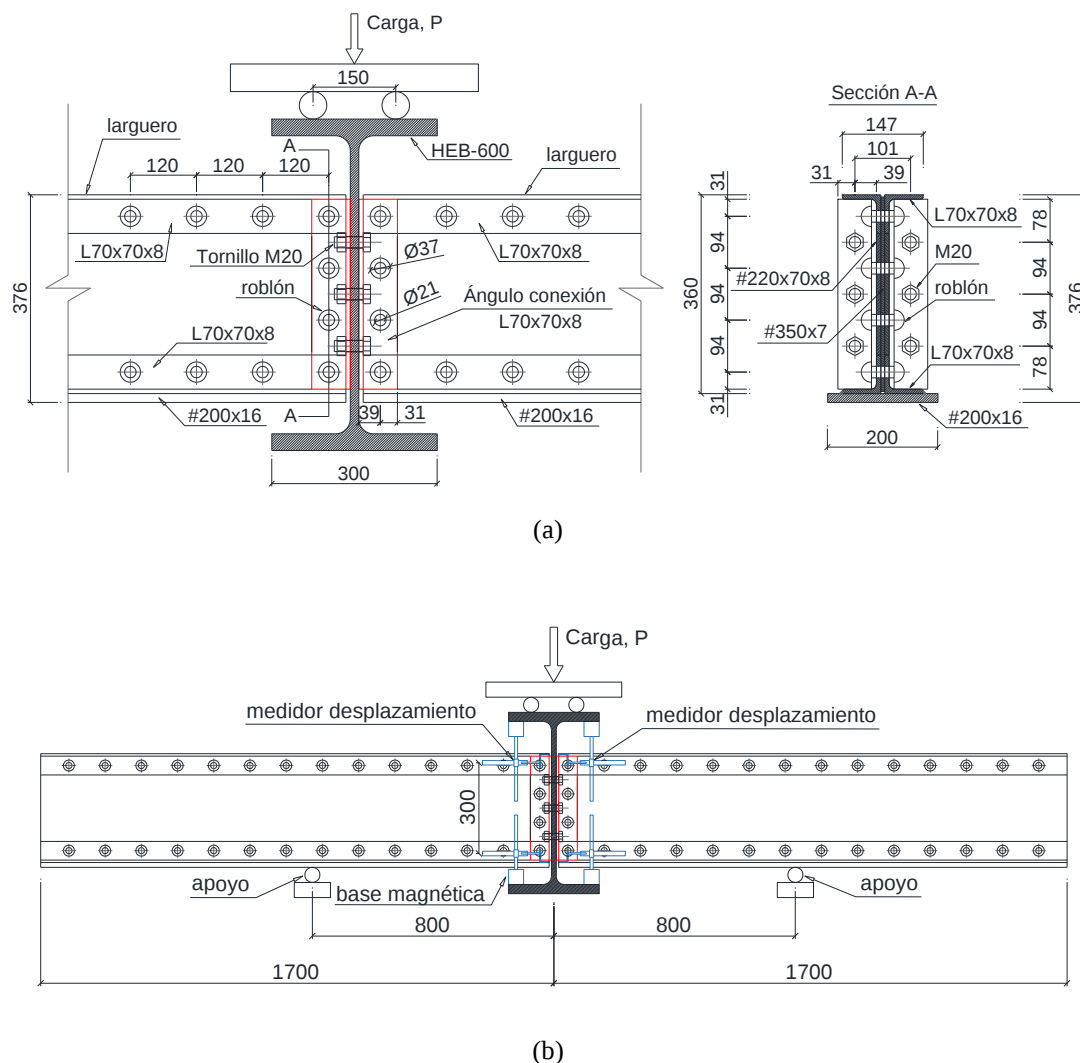


Figura 18. Croquis de las conexiones ensayadas con largueros originales del puente de Redondela (todas las dimensiones en mm). (a) Detalles de la conexión. (b) Configuración del ensayo.

2.6.2. Propiedades de los materiales

A partir de ensayos de tracción sobre cupones de hierro pudelado ensayados según UNE-EN 6892-1 [69], se obtuvo un módulo de elasticidad a tracción, límite elástico y resistencia a tracción medios de 198 GPa, 313 MPa y 367 MPa, respectivamente, tal y como se describe en el [Artículo N°2](#). Debido a las dificultades para ensayar probetas de roblones para su caracterización mecánica, se asumió que las propiedades mecánicas de los roblones eran las mismas que las utilizadas para las placas de hierro pudelado. Las propiedades mecánicas del acero S275 (para perfil HEB-600) y los tornillos de acero al carbono M20 grado 6.8 se asumieron de acuerdo con los valores de referencia de las normas UNE-EN 10025-2 [72] e ISO 898-1: 2013 [93], respectivamente. Las propiedades mecánicas de estos materiales metálicos se presentan en la [Tabla 8](#).

Tabla 8. Propiedades mecánicas de los materiales metálicos utilizados en la conexión larguero-vigueta.

Propiedad mecánica	Hierro pudelado	Roblones	Acero S275	Tornillo Grado 6.8
Módulo de elasticidad, E (GPa)	198	198	210	210
Tensión de fluencia, f_y (MPa)	313	313	275	440
Resistencia a tracción, f_u (MPa)	367	367	430	600

2.6.3. Instrumentación y configuración del ensayo

Cada uno de los especímenes de ensayo tenía 3.40 m de longitud (el doble de la longitud de los largueros extraídos del puente, 1.70 m) con apoyo simple sobre los rodillos de la prensa de flexión con una separación entre apoyos de 1.60 m (para representar la distancia entre dos cargas puntuales en el modelo de carga UIC 71, [Figura 16a](#)). Para generar el momento flector en la conexión, se aplicó una carga vertical al ala superior del perfil HEB-600 mediante una prensa de flexión Proeti con una célula de carga de 500 kN ([Figura 19](#)), a una velocidad de carga de 150 N/s (en control de carga). Para generar el mismo momento flector en la conexión que en el puente, el espécimen se colocó en la prensa girado 180° sobre el eje longitudinal del larguero con respecto a la posición original en el puente (es decir, se apoyó con la placa # 200 mm × 16 mm en la parte inferior, [Figura 18a](#)). De esta manera, las deformaciones inducidas por la distorsión en los angulares de conexión debido al momento flector en la conexión se desarrollaron en la misma ubicación que presentaban en el puente. Para monitorizar estas deformaciones, se instaló una roseta de deformación (galga extensométrica de 3 ejes) en cada angular de conexión del espécimen. Con base en trabajos de investigación previos [5,94], se colocaron rosetas de deformación coincidiendo con el tornillo inferior de conexión al alma de la vigueta e inmediatamente después de la raíz del angular ([Figura 20a](#)), cerca de la posición donde se

esperaban los mayores valores de la deformación principal máxima (de tracción), que típicamente produce grietas por fatiga en este detalle.



Figura 19. Ensayo de laboratorio de la conexión no reforzada en la prensa de flexión.

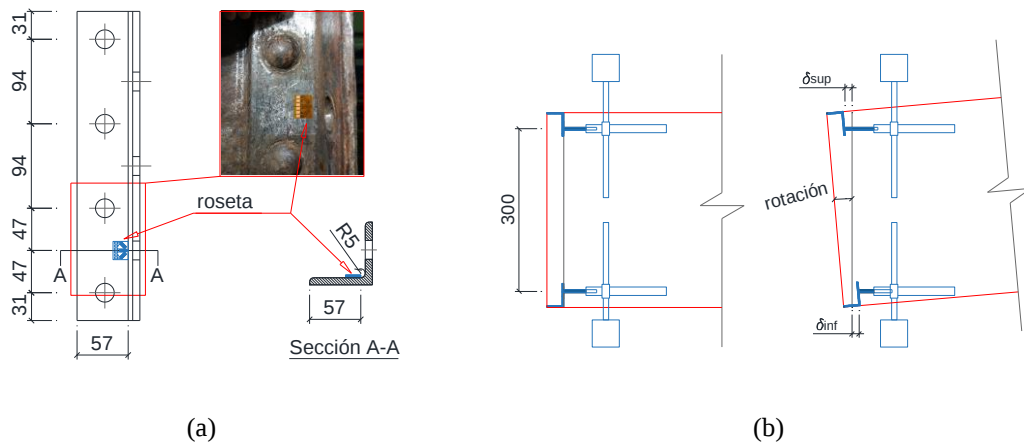


Figura 20. Instrumentación de espécimen de conexión larguero-vigueta (todas las dimensiones en mm).

(a) Roseta de deformación en el angular de conexión. (b) Medidores de desplazamiento para el cálculo de la rotación en la conexión.

Para medir la rotación de la conexión durante el ensayo, se instalaron medidores de desplazamiento en posición horizontal tanto en la parte inferior como superior de la conexión (Figura 18b). Estos medidores se fijaron mediante bases magnéticas a las alas del perfil HEB-600, mientras que los extremos de los medidores permanecían en contacto con pequeños ángulos soldados a las alas inferior y superior del larguero. Para determinar la rotación de la conexión durante el ensayo, se calculó el arco tangente del cociente entre el incremento de desplazamiento horizontal medido (suma de los desplazamientos inferior y superior en la Figura 20b, $\delta_{inf} + \delta_{sup}$) y la distancia vertical entre los puntos de medición inferior y superior, que era de 300 mm.

2.7. Modelo local de elementos finitos para la conexión larguero-vigueta

2.7.1. Descripción del modelo

Se realizó un análisis de elementos finitos en 3D utilizando el código comercial Abaqus® v6.13 para obtener la relación momento-rotación en la conexión larguero-vigueta. Este modelo numérico se calibró a partir de los resultados del ensayo de laboratorio descrito en la sección anterior. El modelo 3D se creó a partir del ensamblaje de nueve partes de tipo sólido (Figura 21a): alma del larguero (1), ala superior (2), ala inferior (3) y roblones (4) para conectar las alas del larguero al alma; angular de conexión (5), placa de montaje (6) y roblones (7) para conectar el angular al larguero; perfil de la vigueta (8) y tornillos (9) para conectar el angular a la vigueta. Todas estas partes fueron modeladas como sólidos deformables, mallados con elementos tridimensionales de primer orden de ocho nodos (hexaédricos) mejorados mediante la adición de modos incompatibles (C3D8I). Se recomienda el uso de esta formulación de elementos para problemas dominados por efectos de flexión [95], ya que estos elementos presentan integración completa (se evita el efecto reloj de arena relacionado con los elementos de integración reducida C3D8R) y además cuentan con grados de libertad internos añadidos (modos de deformación incompatibles) que eliminan los fenómenos del bloqueo por cortante (que se presentan en elementos con integración completa C3D8). Para reducir el esfuerzo de cálculo, una región del larguero (10), suficientemente alejada del angular de conexión roblonado, donde no se esperan concentraciones de tensión elevadas, se modeló con elementos tipo placa de primer orden (cuatro nodos) con formulación de integración reducida (S4R) y control mejorado del efecto reloj de arena. Para simular la transición de los elementos tipo placa a los elementos prismáticos tipo sólido (Figura 21b), se acopló el movimiento de los nodos a lo largo del borde de los elementos tipo placa al movimiento de los nodos en la superficie del elemento sólido en la transición placa-sólido [96]. La densidad de la malla se estableció mediante controles predeterminados de sembrado de semillas de la malla, con un tamaño de elemento nominal de 10 mm para todas las partes sólidas, excepto para el angular de conexión, donde se consideró una mayor densidad de malla (tamaño de elemento de 3 mm). Como se recomienda en [94,97], esta malla más fina en el angular de conexión se utilizó para capturar mejor los gradientes de deformación cerca de la raíz del angular de conexión, donde se instalaron rosetas de deformación en los especímenes de ensayo para medir la deformación durante la aplicación de la carga. Esto dio como resultado 32 elementos alrededor del perímetro de los agujeros de los roblones y los tornillos en el angular de conexión, siguiendo las recomendaciones que aparecen en [6].

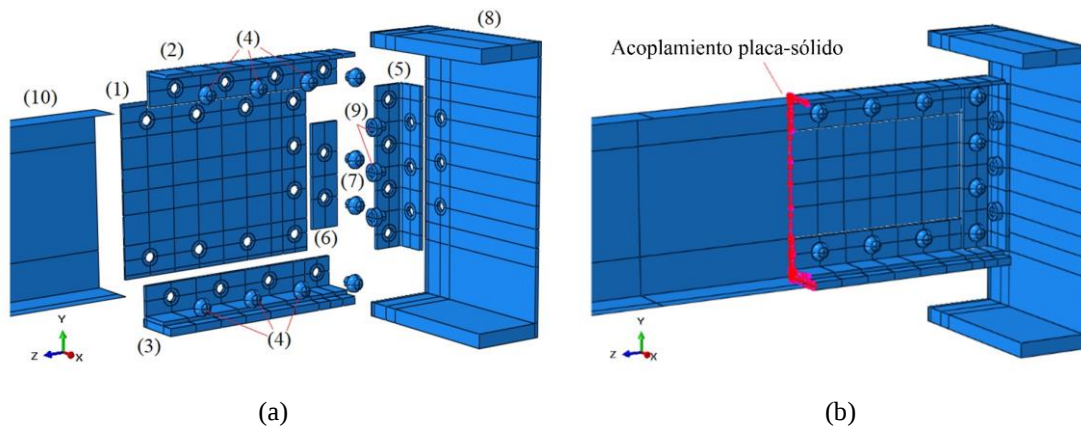


Figura 21. Ensamblaje del modelo local de elementos finitos de la conexión larguero-vigueta (a) Vista en despiece de las partes del modelo. (b) Acoplamiento entre elementos tipo placa y sólido.

Para evitar que una superficie del modelo penetre en otra, se definió de manera explícita una interacción entre todas las superficies de contacto potenciales. Se utilizó la formulación general de contacto entre superficies [96] para definir el contacto permitido entre todas las caras de los elementos y entidades del modelo, creado en el paso inicial del análisis y propagado al resto de pasos. El contacto se definió mediante las propiedades de interacción normal y tangencial. La propiedad de contacto normal se definió como "contacto rígido" que permite la separación de las superficies después del contacto, y la propiedad de contacto tangencial se definió mediante un modelo de fricción basado en el método de penalización, adoptando un coeficiente de fricción de 0.15 entre las superficies que están en contacto.

Para reducir el esfuerzo de cálculo del modelo, se definieron dos condiciones de contorno en las superficies de ambos planos de simetría del espécimen de laboratorio para simplificar el modelo a una cuarta parte. Se asignó una condición de contorno de antisimetría sobre planos paralelos al plano XZ ($U1 = U3 = UR2 = 0$) al plano medio del alma del perfil de la viga HEB-600, y se definió una condición de contorno de simetría sobre un plano paralelo al plano YZ ($U1 = UR2 = UR3 = 0$) para el plano medio del alma del larguero (Figura 22a). Se definió una condición de contorno de desplazamiento/rotación correspondiente al apoyo del larguero sobre los rodillos de la prensa de ensayo (Figura 22b), para restringir todos los movimientos y rotaciones en el apoyo, excepto el movimiento libre a lo largo del eje Z (eje longitudinal del larguero) y la rotación libre alrededor del eje X (eje del rodillo de apoyo). Para mantener todos los componentes ensamblados, se aplicó una tensión de tracción a todos los roblones y tornillos para simular la pretensión de los mismos, que se supone igual en todos ellos. Todas estas condiciones de contorno se crearon en el segundo paso del análisis numérico y se propagaron a los pasos de análisis posteriores. Con base en un estudio paramétrico realizado durante este trabajo con diferentes valores de pretensión en los roblones y tornillos, se obtuvo que este parámetro tiene un efecto marginal sobre la rigidez

rotacional de la conexión y las deformaciones en el angular de conexión, como también se presentó previamente [95,98], por lo que se adoptó un valor fijo de $\sigma_{pret} = 100$ MPa en este trabajo. Esta pretensión está dentro del rango de valores (entre 50-200 MPa) medidos en roblones en estructuras reales en servicio [6], y también fue adoptada por otros investigadores para análisis similares [87]. Esta pretensión fue introducida en el modelo numérico de la conexión imponiendo un desplazamiento equivalente aplicado a la cara del vástago del roblón/tornillo en la superficie coincidente con los planos de simetría (Figura 22b), siendo de 0.0058 mm, 0.0099 mm y 0.0075 mm para los roblones del ala del larguero (4), roblones del angular de conexión (7) y tornillos (9), respectivamente. Estos valores se obtuvieron de acuerdo con la Ley de Hooke utilizando la siguiente ecuación:

$$\Delta L = L_0 \frac{\sigma_{pret}}{E} \quad (14)$$

donde L_0 es la longitud inicial del vástago del roblón/tornillo (en mm) que está pretensado; σ_{pret} es la pretensión del roblón/tornillo (en MPa); y E es el módulo de elasticidad del material del roblón/tornillo (en MPa), siendo 198 GPa para los roblones y 210 GPa para los tornillos. La longitud inicial del vástago del roblón/tornillo en el modelo de elementos finitos (solo se modeló la mitad de la longitud del vástago del roblón/tornillo por la simetría del modelo) fue de 11.50 mm, 19.60 mm y 15.75 mm para los roblones de las alas del larguero (4), los roblones de angular de conexión (7) y los tornillos (9), respectivamente. Finalmente, para simular la carga en control de desplazamiento aplicada al espécimen de ensayo, se definió una condición de contorno de desplazamiento en la dirección Y negativa (Figura 22b) con un valor máximo de 12 mm en el tercer paso del análisis no lineal, que incluía las no linealidades geométricas asociadas con los desplazamientos del modelo. En comparación con el caso de control en carga, el control en desplazamiento mejora la convergencia numérica, especialmente cuando se esperan grandes deformaciones, como era el caso, y además es preferible para establecer el contacto inicial entre las superficies de contacto potencial de las diferentes partes del modelo. Se utilizó el método directo de resolución de ecuaciones lineales con la técnica de solución completa de Newton, con control automático del tamaño de los incrementos. Se estableció un número máximo de incrementos permitidos durante el paso igual a 100, se proporcionó un incremento de tiempo inicial del 10% del tiempo total del paso y el incremento de tiempo mínimo permitido se ajustó a 10^{-9} (menor que el valor predeterminado en Abaqus de 10^{-5} porque en este caso se esperaban deformaciones plásticas en el modelo).

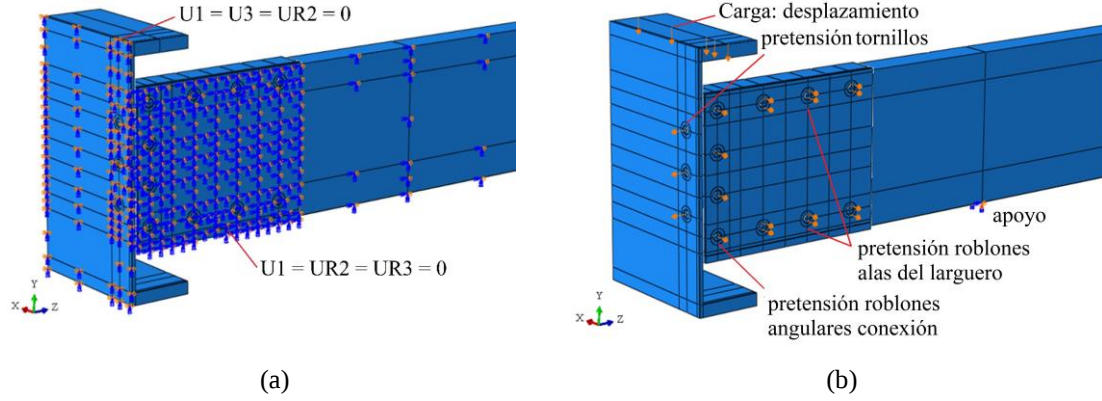


Figura 22. Condiciones de contorno del modelo numérico de la conexión larguero-vigüeta. (a) Condiciones de contorno de antisimetría y simetría. (b) Apoyo, carga y pretensión de roblones y tornillos.

Los materiales metálicos de la conexión (hierro pudelado, acero S275 y tornillos de acero al carbono M20 6.8) se definieron utilizando el modelo tetra-lineal tensión-deformación (σ - ϵ) en la Ecuación (15) propuesto por [99], que representa un comportamiento elasto-plástico con meseta de fluencia y endurecimiento por deformación isótropo. Este modelo utiliza sólo tres parámetros mecánicos básicos, módulo de elasticidad E , límite elástico f_y y resistencia a la tracción f_u del material (Tabla 8), mientras que los parámetros mecánicos adicionales para definir completamente la curva tensión-deformación se calcularon mediante las siguientes expresiones, calibradas a partir de una extensa base de datos de ensayos de tracción [99]:

$$\sigma = \begin{cases} E\epsilon & \text{for } \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_y & \text{for } \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \\ f_y + E_{sh}(\epsilon - \epsilon_{sh}) & \text{for } \epsilon_{sh} < \epsilon \leq C_I \epsilon_u \\ f_{C_I \epsilon_u} + \frac{f_u - f_{C_I \epsilon_u}}{\epsilon_u - C_I \epsilon_u} (\epsilon - C_I \epsilon_u) & \text{for } C_I \epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (15)$$

donde

$$\epsilon_u = 0.6 \left(1 - \frac{f_y}{f_u} \right) \geq 0.06 \quad (16)$$

$$\epsilon_{sh} = 0.1 \frac{f_y}{f_u} - 0.055, 0.015 \leq \epsilon_{sh} \leq 0.030 \quad (17)$$

$$C_I = \frac{\epsilon_{sh} + 0.25(\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{\epsilon_u} \quad (18)$$

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{0.4(\epsilon_u - \epsilon_{sh})} \quad (19)$$

Como se recomienda en [100-102] para la definición del comportamiento plástico de los materiales metálicos en el análisis de elementos finitos cuando se esperan grandes deformaciones, se utilizaron las curvas de tensión-deformación reales (basadas en el área de la sección transversal y la longitud de medida instantáneas). Para este propósito, las curvas de tensión-deformación ingenieriles (basadas en el área de la sección transversal y la longitud de medida originales) obtenidas de la Ecuación (15) se convirtieron en tensiones y deformaciones reales (Figura 23) de acuerdo con las siguientes expresiones, utilizando esta última para la definición del material en el modelo local de elementos finitos de la conexión:

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (20)$$

$$\varepsilon_{true} = \ln (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (21)$$

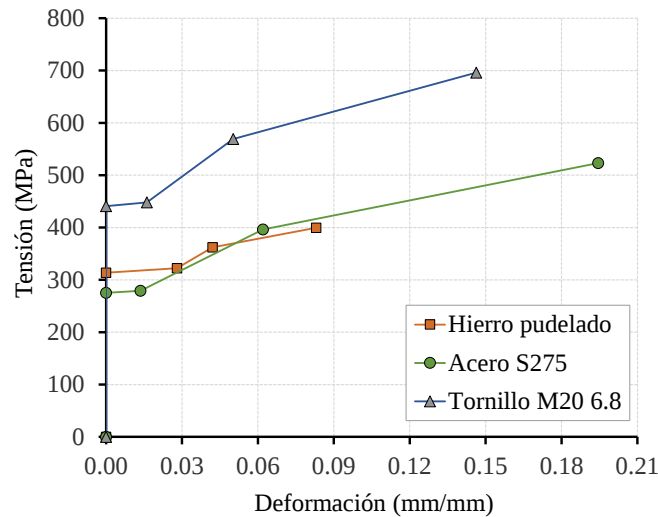


Figura 23. Curvas de tensión-deformación real adoptadas para los materiales metálicos en el modelo local de elementos finitos de la conexión.

Debido a la presencia de grandes inclusiones de escoria paralelas a la dirección de laminación que se generaban durante la fabricación de las placas de hierro pudelado, el límite elástico f_y es generalmente inferior en la dirección transversal [103,104]. A partir de los resultados de las probetas de hierro pudelado que se analizaron en la fase anterior de la investigación (Artículo N°2), se observó una cantidad significativa de inclusiones longitudinales no metálicas en micrografías de placas de hierro pudelado extraídas del puente de Redondela. Por esta razón, se decidió modelar el material del angular de conexión considerando plasticidad anisótropa, ya que este elemento está sometido a tensiones de tracción en la dirección transversal a la dirección de laminación, especialmente elevadas en la raíz del angular, debido al momento flector en la conexión larguero-vigueta. Por simplicidad, solo se modeló con plasticidad anisótropa el angular

de conexión, al tratarse del elemento de interés en este análisis, donde se midieron las deformaciones máximas y donde las grietas por fatiga eran propensas a iniciarse. Para este propósito, se utilizó el potencial de plasticidad anisótropa de Hill [96] para el material del angular de conexión, definiendo la razón de límites elásticos R_{ij} con respecto al límite elástico de referencia f_y en la dirección longitudinal (la dirección local 1 del material corresponde a la dirección de laminación durante la fabricación de la placa de hierro pudelado). En este caso, todas las razones de límites elásticos R_{ij} , excepto $R_{11} = 1.0$ (correspondiente a la dirección local 1 del material del angular de conexión), se definieron con un valor constante inferior a la unidad $R_{ij} < 1.0$ (reducción del límite elástico en otras direcciones que no sean la dirección longitudinal). Dado que la producción del hierro pudelado fabricado durante el siglo XIX no estaba estandarizada y la calidad era difícil de controlar, este hecho posiblemente contribuyó a la variabilidad de sus propiedades mecánicas, no solo entre diferentes puentes y fabricantes, sino también dentro de los diferentes elementos estructurales de un mismo puente producido por el mismo fabricante [105]. Por esta razón, se realizó un estudio paramétrico con diferentes razones de límites elásticos R_{ij} para obtener el valor que mejor se ajustaba a los resultados experimentales.

2.8. Diseño del refuerzo de PRFC en la conexión para prevenir la iniciación de grietas por fatiga

2.8.1. Criterio de fatiga: método del diagrama de vida constante a fatiga (DVC)

La aplicación de una carga cíclica con amplitud constante se refiere a un patrón de carga sinusoidal con una carrera de tensión constante definida por la diferencia entre una tensión máxima constante σ_{max} y una tensión mínima constante σ_{min} , $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$. Para este patrón de tensión cíclica, la tensión media constante σ_m y la amplitud de tensión fluctuante constante σ_a (la mitad de la carrera de tensión) se determinan mediante:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \quad (22)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \quad (23)$$

El efecto combinado de la tensión media σ_m y la tensión fluctuante σ_a sobre la vida a fatiga de los elementos metálicos se puede expresar mediante un criterio de rotura por fatiga. Este criterio de fallo se puede representar en un diagrama de vida constante a fatiga mediante una curva definida por combinaciones de tensiones medias y fluctuantes σ_m - σ_a con la misma vida a fatiga [106]. En el presente trabajo, se utilizó el criterio de fallo por fatiga de Goodman modificado, porque varios

estudios han demostrado que es lo suficientemente conservador para prevenir el fallo por fatiga en metales dúctiles y puede usarse para propósitos de diseño [14,56]. Este criterio de fallo se define en el diagrama de vida constante a fatiga mediante dos líneas rectas. La primera línea se define limitando tanto la tensión media máxima como la tensión fluctuante máxima con el límite elástico del material en ambos casos, uniendo los puntos $\sigma_m = f_y$ en el eje de abscisas y $\sigma_a = f_y$ en el eje de ordenadas (línea discontinua en la Figura 24). La segunda línea (línea de puntos en la Figura 24) pasa por los dos puntos representativos que se definen a continuación. El primer punto es la tensión media máxima (correspondiente a una tensión fluctuante nula) definida por la resistencia a la tracción del material, $\sigma_m = f_u$. El segundo punto coincide con la amplitud de tensión fluctuante correspondiente a una tensión media nula, prescrita como el límite de resistencia a fatiga, $\sigma_a = f_e$, que se obtuvo a partir de ensayos de fatiga en probetas de hierro pudelado del puente de Redondela, alcanzando un valor de $f_e = 140$ MPa. El criterio para la primera línea se expresa en la Ecuación (24), mientras que el criterio para la segunda línea se expresa en la Ecuación (25):

$$\frac{\sigma_m}{f_y} + \frac{\sigma_a}{f_y} = 1 \quad (24)$$

$$\frac{\sigma_m}{f_u} + \frac{\sigma_a}{f_e} = 1 \quad (25)$$

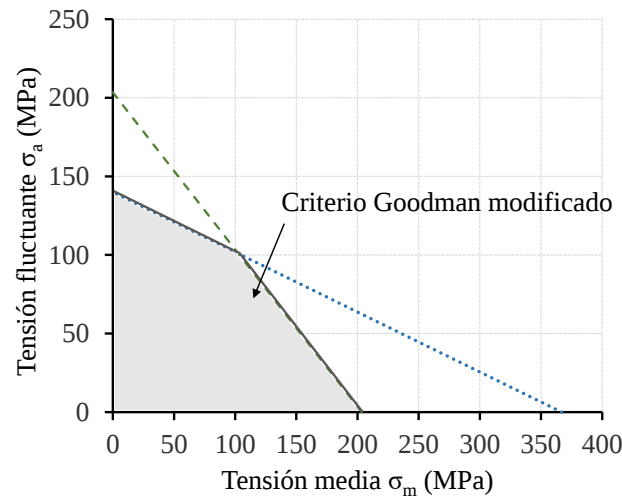


Figura 24. Criterio de fallo por fatiga de Goodman modificado representado en un diagrama de vida constante a fatiga.

Si una combinación de esfuerzos σ_m - σ_a representados en el diagrama de vida constante a fatiga permanece fuera de la región delimitada por las líneas sólidas del criterio de fallo por fatiga (región sombreada en la Figura 24), el elemento metálico tiene una vida a fatiga finita (es decir,

se espera que falle a fatiga). De lo contrario, se supone que las combinaciones de tensiones $\sigma_m\text{-}\sigma_a$ que caen dentro de esta región no producirían la iniciación de grietas por fatiga y, por lo tanto, el elemento metálico presentaría una vida a fatiga infinita ($N = \infty$).

Para una determinada carga cíclica aplicada en un elemento metálico con una carrera de tensión constante $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$, la instalación de un sistema de refuerzo de PRFC puede cambiar esta carrera de tensión para el mismo valor de carga cíclica, lo que daría como resultado una carga de fatiga de amplitud variable si se consideran las carreras de tensiones anteriores y posteriores al refuerzo. Para determinar el daño acumulado debido a la carga de fatiga de amplitud variable (antes y después del refuerzo), se puede utilizar la regla de acumulación de daño lineal de Palmgren-Miner de la Ecuación (26) [56]:

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} = D^{bs} + D^{as} = \sum \frac{n_i^{bs}}{N_i^{bs}} + \sum \frac{n_i^{as}}{N_i^{as} = \infty} = \sum \frac{n_i^{bs}}{N_i^{bs}} < 1 \quad (26)$$

donde D es el daño acumulado total, N_i y n_i son el número de ciclos hasta el fallo y el número de ciclos aplicados, ambos al nivel de tensión σ_i , respectivamente. Los superíndices "bs" y "as" se refieren a "antes del refuerzo" y "después del refuerzo", respectivamente. Debido a que se asume que el refuerzo de PRFC se aplica antes de la iniciación de la grieta de fatiga (las inspecciones visuales confirmaron que los angulares de conexión de los largueros originales no presentaban grietas por fatiga), se puede suponer que el daño acumulado antes del refuerzo es menor que la unidad ($D^{bs} < 1$). Además, si el sistema de refuerzo de PRFC aplicado permite desplazar la combinación de tensiones $\sigma_m\text{-}\sigma_a$ a la región de vida infinita a fatiga en el diagrama de vida constante a fatiga, se puede considerar que el número de ciclos necesario para producir la rotura por fatiga después del refuerzo es infinito, $N_i^{as} = \infty$, por lo que se puede suponer que el daño acumulado después del refuerzo permanecerá aproximadamente igual a cero ($D^{as} \approx 0$). Como resultado, según la regla de Palmgren-Miner en la Ecuación (26), el daño acumulado será menor que la unidad, por lo que no se producirá el fallo por fatiga.

2.8.2. Diseño del PRFC a partir del modelo local de elementos finitos y el método del DVC

Al aplicar el refuerzo de PRFC al detalle propenso a fatiga en la conexión larguero-vigueta, se pueden reducir tanto la tensión media como la amplitud de la tensión fluctuante de modo que la combinación de estas tensiones se pueda desplazar por debajo de la curva del criterio de fallo en el diagrama de vida constante a fatiga. Este paso de la región de vida finita (zona "en riesgo") a la región de vida infinita (zona "segura") supondría evitar la iniciación de grietas por fatiga.

El sistema de refuerzo diseñado consistió en la aplicación de cuatro ángulos de PRFC adheridos tanto a las almas de los largueros como de los perfiles HEB-600. Este refuerzo tenía como objetivo reducir el nivel de tensión en los angulares de conexión de hierro pudelado y, en consecuencia, aumentar la vida útil de este detalle propenso a fatiga. El ángulo de PRFC se diseñó con una altura de 210 mm para poder adherirse por completo a la superficie del alma del larguero que quedaba libre entre las alas roblonadas superior e inferior del larguero. Basado en el estudio realizado durante la primera fase de la tesis doctoral con juntas a doble banda PRFC-metal unidas con el mismo adhesivo epoxi utilizado para este refuerzo de la conexión ([Artículo N°1](#)), ambas alas del ángulo de PRFC se diseñaron con un ancho de 100 mm, ya que se considera que este ancho se encuentra por encima de la longitud efectiva de adherencia para estas juntas adhesivas. La geometría en chaflán de este sistema de refuerzo resultaba necesaria para evitar la interferencia con los angulares de conexión roblonados ([Figura 25](#)), y además se realizó una apertura (80 mm x 115 mm) en los ángulos de PRFC para permitir la inspección de la conexión después de la aplicación del refuerzo, ya que generalmente se trata de un requisito de los propietarios de los puentes.

El sistema de refuerzo de PRFC se incluyó en el modelo local de elementos finitos de la conexión larguero-vigueta descrito en las secciones anteriores. Este laminado de PRFC se modeló en Abaqus® como un laminado compuesto convencional mediante una parte tipo placa deformable en 3D, utilizando elementos tipo placa gruesa de primer orden (cuatro nodos) con formulación de integración reducida (S4R) y control mejorado del efecto reloj de arena. El laminado compuesto se definió como una secuencia de apilamiento ordenada de capas de fibra de carbono unidireccional impregnadas con resina epoxi. Para cada capa (lámina) en la secuencia de apilamiento del laminado, se definieron las propiedades elásticas ortotrópicas en condiciones de tensión plana (E_1 , E_2 , ν_{12} , G_{12} , G_{13} y G_{23} presentadas en la [Tabla 9](#)), el espesor de la capa y la orientación de la fibra (ángulo que forma la fibra unidireccional de cada lámina en relación a la orientación de referencia del laminado). La orientación de los elementos se definió utilizando el método discreto [\[96\]](#), definiendo un eje normal (perpendicular a la superficie del elemento tipo placa) y una dirección del eje primario, definida en este caso por el contorno inferior de la pieza de PRFC, como se muestra en la [Figura 26a](#), con la dirección local 1 en los elementos en correspondencia con la dirección de la fibra en cada capa.

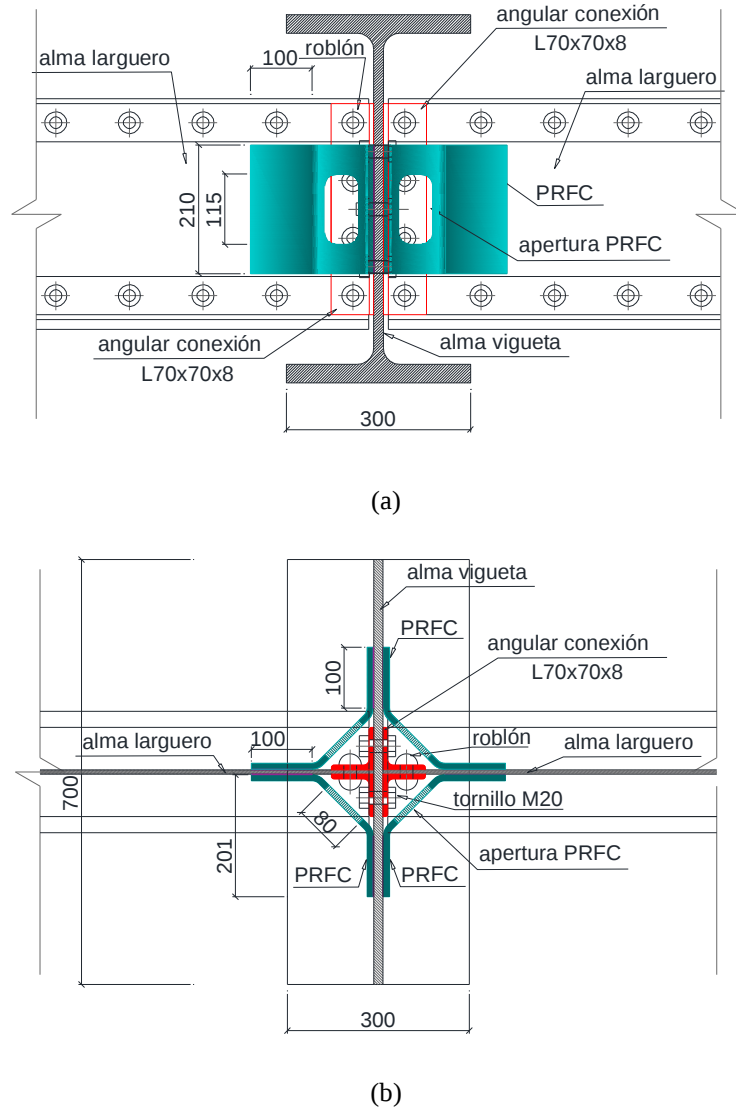


Figura 25. Sistema de refuerzo de PRFC para la conexión larguero-vigueta ensayada (todas las dimensiones en mm). (a) Vista lateral. (b) Vista en planta.

Además, en la definición del material se incluyeron los criterios de iniciación del daño para polímeros reforzados con fibra basados en la teoría de Hashin [107] para predecir el inicio de la degradación en cualquier punto del material, utilizando las propiedades de resistencia de la [Tabla 10](#). Como se pretende utilizar el PRFC para el refuerzo a fatiga de la conexión, se debe comprobar que no se producen mecanismos de iniciación del daño en ninguna de las capas del PRFC para el momento flector en la conexión correspondiente al estado límite de fatiga, tal y como se confirmó en el modelo numérico. En consecuencia, se asumió una unión perfecta entre el PRFC y las superficies metálicas (sin fallo del adhesivo bajo cargas de fatiga en servicio), por lo que se definió una restricción de vínculo ([Figura 26b](#)) en el modelo entre las superficies unidas mediante adhesivo (PRFC-alma del larguero y PRFC-alma de la viga).

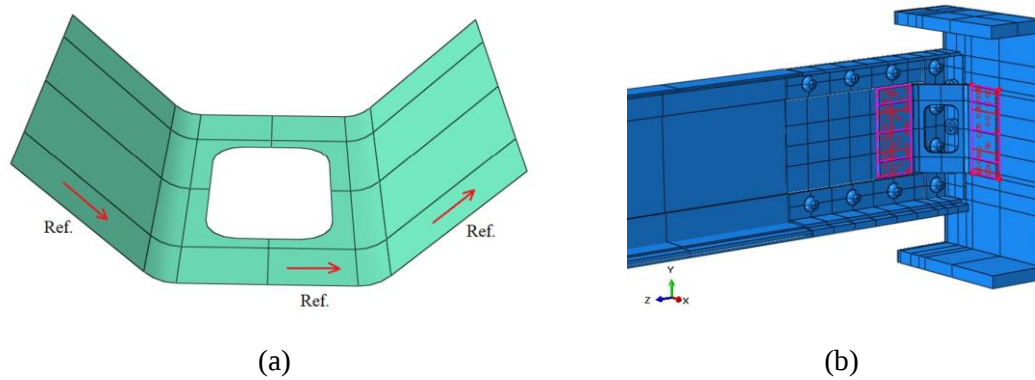


Figura 26. Definición del refuerzo de PRFC en el modelo local de elementos finitos. (a) Orientación de referencia del PRFC. (b) Restricciones de vínculo entre las superficies unidas mediante adhesivo.

Para el diseño del laminado de PRFC, los materiales utilizados fueron fibra de carbono Toray® T700 (CF1), fibra de carbono Pyrofil™ HR40 (CF2) y una resina epoxi de dos componentes Araldite® LY 1568/Aradur® 3489. Las propiedades mecánicas de tracción uniaxial de láminas unidireccionales de PRFC (CF1 y CF2) se obtuvieron experimentalmente y se presentaron en la primera fase de la tesis ([Artículo N°1](#)). Las restantes propiedades de rigidez y resistencia ortótropas utilizadas para la definición del material de los laminados de PRFC en el modelo local de elementos finitos se obtuvieron a partir de la micromecánica [108] y se enumeran en la [Tabla 9](#) y la [Tabla 10](#).

Tabla 9. Propiedades ortótropas elásticas de las láminas de PRFC.

Fibra	E_1	E_2	ν_{12}	G_{12}	G_{13}	G_{23}
	MPa	MPa		MPa	MPa	MPa
CF1	117,146 ⁽¹⁾	11,853	0.322 ⁽¹⁾	3285	3285	2968
CF2	183,605 ⁽¹⁾	10,950	0.328 ⁽¹⁾	3034	3034	2749

⁽¹⁾ Valores experimentales [[Artículo N°1](#)].

Tabla 10. Propiedades ortótropas de resistencia de las láminas de PRFC.

Fibra	F_{1t}	F_{1c}	F_{2t}	F_{2c}	S_1	S_2
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
CF1	1932 ⁽¹⁾	487	49.6	49.6	55.0	55.0
CF2	1663 ⁽¹⁾	476	50.5	50.5	55.3	55.3

⁽¹⁾ Valores experimentales [[Artículo N°1](#)].

En la [Tabla 9](#) y la [Tabla 10](#) anteriores, E_1 es el módulo de elasticidad longitudinal (dirección de la fibra) de la lámina; E_2 es el módulo de elasticidad transversal (dirección perpendicular a las

fibras); ν_{12} es el coeficiente de Poisson en el plano; G_{12} es el módulo a cortante en el plano; y G_{13} y G_{23} son los módulos a cortante interlaminar. F_{1t} es la resistencia a tracción longitudinal; F_{1c} es la resistencia a compresión longitudinal; F_{2t} es la resistencia a tracción transversal; F_{2c} es la resistencia a compresión transversal; S_1 es la resistencia a cortante longitudinal; S_2 es la resistencia a cortante transversal.

En el modelo numérico se evaluaron tres secuencias de apilamiento diferentes (disposición de capas con diferentes orientaciones de fibra) para la definición del laminado de PRFC (Tabla 11), por lo que se pudo obtener una configuración adecuada para reducir los niveles de deformación en el angular de conexión que permitiera pasar de la zona de riesgo de fatiga a la zona segura en el diagrama de vida constante a fatiga. La selección del número de capas y orientaciones de las fibras se basó en dos consideraciones principales. En primer lugar, la secuencia de apilamiento de las capas que forman el laminado de PRFC se definió mediante capas unidireccionales de fibra de carbono/resina epoxi con la fibra orientada en diferentes direcciones para obtener un laminado multiaxial con comportamiento cuasi-isótropo, que resulta preferible para estados de tensión multiaxiales, como es el caso de este refuerzo de la conexión. En segundo lugar, los gramajes de los tejidos de fibra de carbono disponibles en el mercado determinaban el espesor de cada capa, por lo que el grosor del laminado podía aumentarse mediante incrementos discretos, añadiendo o eliminando capas. Se consideró un espesor de 0.35 mm para cada capa con orientación de la fibra a $+45^\circ$ o -45° , mientras que se utilizó un espesor de 0.44 mm para cada capa a 0° o 90° con fibra de carbono CF1. Para cada capa a 0° con CF2, el espesor adoptado para la capa fue de 0.32 mm.

Tabla 11. Disposiciones de capas (láminas) para las secuencias de apilamiento evaluadas en el modelo local de elementos finitos de la conexión reforzada.

Laminado	Secuencia de apilamiento	Espesor (mm)
L1	$[45^\circ/-45^\circ_2/45^\circ/0^\circ/90^\circ/0^\circ]_s$	5.20
L2	$[45^\circ/-45^\circ_2/45^\circ_2/-45^\circ/0^\circ/90^\circ_2/0^\circ]_s$	7.48
L3	$[45^\circ/-45^\circ_2/45^\circ_2/-45^\circ_2/45^\circ/0^\circ/90^\circ_2/0^\circ/0^\circ_2]_s$	10.40

Para la definición de las secuencias de apilamiento en la Tabla 11, el número en el subíndice corresponde al número de capas consecutivas con la misma orientación de fibra y el mismo tipo de fibra de carbono (CF1 o CF2). El subíndice "s" se refiere a "laminado simétrico" (es decir, para formar la secuencia de apilamiento completa todas las capas se repiten simétricamente con respecto a la última capa que se indica entre corchetes). Todas las capas se definieron con fibra de carbono CF1, excepto las capas en el plano de simetría del laminado (capas a 0° en cursiva en

la [Tabla 11](#)), en las que se utilizó fibra de carbono CF2 (más rígida) para poder aumentar la rigidez axial de los refuerzos de PRFC.

2.8.3. Validación experimental del refuerzo de PRFC

Para confirmar los efectos del método de refuerzo propuesto (laminado L3 de PRFC) en la reducción de la carrera de tensión en el detalle propenso a fatiga de la conexión larguero-vigueta, se fabricó un espécimen con largueros originales del puente de Redondela reforzado con ángulos de PRFC y se ensayó bajo las mismas condiciones de carga y con la misma configuración de ensayo y sistema de monitorización que el espécimen no reforzado.

Los ángulos de refuerzo de PRFC correspondientes al laminado L3 ([Tabla 11](#)) se fabricaron mediante infusión de resina, que consistió en la colocación de los tejidos secos de fibra de carbono en un molde metálico abierto, cubriéndolos con una membrana flexible (bolsa de vacío) que se selló alrededor del perímetro del molde. A continuación, se aplicó vacío dentro de la bolsa, por lo que la resina fluyó a través de los tejidos, impregnándolos. Tras la infusión de resina, la pieza se curó a una temperatura de 80°C durante 4 horas, según recomendaciones del suministrador de la resina. Una vez curada la resina, la pieza se retiró del molde y posteriormente se mecanizó para obtener las dimensiones finales necesarias para su instalación en la conexión a reforzar.

Antes de la instalación del sistema de refuerzo de PRFC en la conexión, las superficies metálicas se limpiaron mediante chorro abrasivo con silicato de aluminio para obtener una superficie limpia y rugosa ([Figura 27a](#)) que permita una adhesión adecuada. Después del desbastado, se eliminaron el polvo y las partículas sueltas de la superficie mediante aire comprimido limpio y seco. Una vez que las superficies metálicas estuvieron convenientemente preparadas (limpias y secas), se aplicó con pistola el adhesivo epoxi Araldite® 2031 sobre las superficies de los ángulos de PRFC, que previamente se habían limpiado con alcohol para eliminar el polvo, la grasa u otros contaminantes en la superficie del PRFC. Finalmente, los cuatro ángulos de PRFC se instalaron en la conexión aplicando presión hasta que el exceso de adhesivo fluyera para asegurar una unión adecuada ([Figura 27b](#)). Para mantener los ángulos de refuerzo de PRFC en las posiciones correctas, se utilizaron sargentos para fijar las piezas en una posición firme y controlada durante el curado del adhesivo. De acuerdo con las recomendaciones del suministrador, el adhesivo se curó a una temperatura de 50°C durante 16 horas. El espécimen reforzado con ángulos de PRFC listo para ensayo se presenta en la [Figura 28](#).



Figura 27. Instalación de los ángulos de PRFC para el refuerzo de la conexión larguero-vigueta. (a) Preparación de la superficie metálica. (b) Unión adhesiva del PRFC.



Figura 28. Ensayo de la conexión larguero-vigueta reforzada con PRFC.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Resultados de los ensayos de laboratorio en juntas a doble banda PRFC-acero

Los resultados experimentales de las probetas de junta a doble banda PRFC-acero se resumen en la [Tabla 12](#) y la [Tabla 13](#), en las que se presenta, para cada ensayo, la carga de rotura $P_{u,exp}$, el alargamiento de la probeta medido en rotura δ_u y la rigidez de la junta K , obtenida a partir de la pendiente de la curva carga P [kN] - alargamiento δ [mm] en el rango elástico durante el ensayo. La [Tabla 12](#) y la [Tabla 13](#) también muestran el modo de rotura de la probeta, la energía teórica de fractura a cizallamiento en la interfaz G_{II} , la resistencia teórica de la junta $P_{u,teo}$ (calculada a partir del modelo de resistencia de mecánica de fractura) y la carga de rotura obtenida en los modelos numéricos.

En el caso de la resistencia de la junta, para la geometría de probeta ensayada (longitudes de adherencia y espesores de adhesivo utilizados), la mayor resistencia ($P_{max} = 63.63$ kN) se obtuvo para la longitud de adherencia $L_1 = 60$ mm utilizando adhesivo EP2 y fibra de carbono FC390, con espesor de adhesivo de 0.50 mm. Sin embargo, en este caso, la carga de rotura fue solo un 7% mayor en comparación con la probeta con FC230 y el mismo adhesivo EP2. Se obtuvo un aumento similar (6%) al cambiar de FC230 a FC390 para una longitud de adherencia de $L_1 = 30$ mm con adhesivo EP2. Por tanto, se puede concluir que en el caso de utilizar adhesivo EP2 (adhesivo dúctil), la resistencia de la unión apenas se incrementó al utilizar una fibra de carbono más rígida (FC 390). Una explicación podría ser que, en el caso de las longitudes cortas de adherencia ensayadas, no se alcanzó la resistencia máxima de la unión (se asume que la longitud efectiva de adherencia L_e sea mayor que $L_1 = 60$ mm), por lo que el comportamiento dúctil del adhesivo EP2 no se desarrolló por completo.

Sin embargo, al utilizar adhesivo EP1, la resistencia aumentó un 40% al pasar de FC230 a FC390 para una longitud de adherencia $L_1 = 60$ mm, mientras que disminuyó un 13% para una longitud de adherencia $L_1 = 30$ mm. En este caso, se puede concluir que en caso de utilizar adhesivo EP1 (adhesivo frágil), puede resultar conveniente emplear una fibra de carbono más rígida en el caso de longitud de adherencia $L_1 = 60$ mm, no siendo así para longitudes de adherencia más cortas, como $L_1 = 30$ mm. Basado en un trabajo experimental previo, dentro de esta línea de investigación, con probetas similares en las que se utilizó adhesivo EP1 y longitudes de adherencia $L_1 = 50$ mm y $L_1 = 100$ mm [57], se podría esperar que la longitud efectiva de adherencia L_e estuviera alrededor de 50-60 mm para estas probetas con EP1, por lo que la máxima resistencia de la junta se obtuvo para $L_1 = 60$ mm.

3. Resultados y Discusión

Tabla 12. Resultados experimentales de los ensayos de las juntas a doble banda PRFC-acero con longitud de adherencia $L_I = 30$ mm.

L_I (mm)	Adh.	Fibra carbono	Probeta	$P_{u,exp}$ (kN)	δ_u (mm)	K (kN/mm)	G_{II} (N/mm)	$P_{u,teo}$ (kN)	$P_{u,exp}/$ $P_{u,teo}$	$P_{u,num}$ (kN)	$P_{u,num}/$ $P_{u,teo}$	Modo rotura ^c
30	EP1	FC230	S1 ^b	42.18	2.07	20.24	0.56	25.83	1.63	19.24	0.74	A
			S2	42.10	2.16	19.28	0.56	26.15	1.61	-	-	A
			S3	35.81	1.90	18.85	0.60	24.98	1.43	-	-	A
			Media	40.03	2.04	19.46	0.57	25.65	1.56	-	-	-
			COV	0.09	0.06	0.04	0.04	0.02	0.07	-	-	-
30	EP1	FC390	S1	34.81	1.80	19.48	0.53	31.48	1.11	-	-	A
			S2	35.07	1.82	19.33	0.53	31.39	1.12	-	-	A
			S3 ^b	36.34	1.85	19.84	0.53	31.46	1.16	23.44	0.75	A
			Media	35.41	1.82	19.55	0.53	31.44	1.13	-	-	-
			COV	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.02	-	-	-
30	EP2	FC230	S1	28.80	1.67	17.78	0.72	26.79	1.08	-	-	A
			S2 ^b	24.85	1.62	16.34	0.75	26.21	0.95	19.52	0.74	A
			S3	26.85	1.58	17.33	0.73	26.62	1.01	-	-	A
			Media	26.83	1.62	17.15	0.73	26.54	1.01	-	-	-
			COV	0.07	0.03	0.04	0.02	0.01	0.06	-	-	-
30	EP2	FC390	S1 ^b	29.67	1.57	19.42	0.68	33.04	0.90	21.91	0.66	A
			S2	27.86	1.62	17.62	0.66	33.37	0.83	-	-	A
			S3	27.88	1.50	18.71	0.69	32.27	0.86	-	-	A
			Media	28.47	1.56	18.58	0.68	32.89	0.86	-	-	-
			COV	0.04	0.04	0.05	0.02	0.02	0.04	-	-	-

b. Probetas monitorizadas con galgas extensométricas; c. Modo de fallo: A (adhesivo) y C (mixto cohesivo-adhesivo).

Para longitudes cortas de adherencia $L_I = 30$ mm, el aumento en la ductilidad del adhesivo (cambiando de EP1 a EP2) redujo la resistencia de la junta en un 49% y un 24% cuando se utilizó FC230 y FC390, respectivamente (la reducción de resistencia fue más pronunciada para el caso de FC230). Por el contrario, para longitudes de adherencia $L_I = 60$ mm, el aumento de la ductilidad del adhesivo (pasando de EP1 a EP2) aumentó la resistencia de la junta en un 42% y un 9% cuando se empleó FC230 y FC390, respectivamente (el aumento de resistencia fue más pronunciado para FC230).

En el caso de refuerzos con longitudes cortas de adherencia $L_I = 30$ mm (por ejemplo, por falta de espacio en el elemento a reforzar), las mayores resistencias se obtuvieron en las juntas con adhesivo EP1 (frágil) y fibra de carbono FC230 (fibra menos rígida), con una carga de rotura un 49% superior a la obtenida con la misma fibra de carbono (FC230) y adhesivo dúctil (EP2).

Tabla 13. Resultados experimentales de los ensayos de juntas a doble banda PRFC-acero con longitud de adherencia $L_I = 60$ mm.

L_I (mm)	Adh.	Fibra carbono	Probeta	$P_{u,ens}$ (kN)	δ_u (mm)	K (kN/mm)	G_{II} (N/mm)	$P_{u,teo}$ (kN)	$P_{u,exp}/$ $P_{u,teo}$	$P_{u,num}$ (kN)	$P_{u,num}/$ $P_{u,teo}$	Modo rotura ^c
60	EP1	FC230	S1 ^b	32.67	1.72	19.36	1.22	36.46	0.90	38.84	1.07	C
			S2	43.51	2.32	18.53	1.19	37.03	1.18	-	-	C
			S3	46.02	2.32	19.64	1.19	37.69	1.22	-	-	C
			Media	40.73	2.12	19.18	1.20	37.06	1.10	-	-	-
			COV	0.17	0.16	0.03	0.01	0.02	0.16	-	-	-
60	EP1	FC390	S1 ^b	60.24	2.91	19.83	1.07	46.50	1.30	46.78	1.01	C
			S2	58.18	2.80	19.98	1.06	47.39	1.23	-	-	C
			S3	52.35	2.52	20.09	1.08	47.33	1.11	-	-	C
			Media	56.92	2.74	19.97	1.07	47.07	1.21	-	-	-
			COV	0.07	0.07	0.01	0.01	0.01	0.08	-	-	-
60	EP2	FC230	S1	57.66	3.07	19.95	1.61	42.08	1.37	-	-	C
			S2 ^b	56.33	2.99	19.84	1.58	41.32	1.36	39.24	0.95	C
			S3	59.23	3.31	18.66	1.56	42.30	1.40	-	-	C
			Media	57.74	3.12	19.48	1.58	41.90	1.38	-	-	-
			COV	0.03	0.05	0.04	0.02	0.01	0.02	-	-	-
60	EP2	FC390	S1	63.63	3.20	21.17	1.44	51.23	1.24	-	-	C
			S2	63.25	3.18	20.86	1.46	51.79	1.22	-	-	C
			S3 ^b	58.66	2.97	21.00	1.40	51.24	1.14	50.15	0.98	C
			Media	61.85	3.12	21.01	1.43	51.42	1.20	-	-	-
			COV	0.04	0.04	0.01	0.02	0.01	0.04	-	-	-
60	EP1 ^a	FC230	S1_2 ^b	43.14	2.15	19.90	1.36	40.71	1.06	38.84	0.95	C
		FC390	S1_2 ^b	51.10	2.46	20.30	1.26	50.90	1.00	46.78	0.92	C
60	EP2 ^a	FC230	S1_2 ^b	49.57	2.82	19.05	1.85	42.27	1.17	39.24	0.93	C
		FC390	S1_2 ^b	48.41	2.63	19.86	1.73	48.86	0.99	50.15	1.03	C

Notas: a. Espesor de adhesivo $t_a = 2,0$ mm; b. Probetas instrumentadas con galgas extensométricas; c. Modo de rotura: A (adhesivo) y C (mixto cohesivo-adhesivo).

Por tanto, el uso de un tipo u otro de fibra de carbono y adhesivo estará motivado por las restricciones geométricas del detalle a reforzar, especialmente por la longitud disponible para adherir los laminados de PRFC al elemento metálico a reforzar. Para longitudes cortas de adherencia ($L_I = 30$ mm) resultaría más eficiente el uso de adhesivo EP1 con fibra de carbono FC230, mientras que para longitudes de adherencia más largas ($L_I = 60$ mm) el adhesivo EP2 con fibra de carbono FC390 podría incrementar la resistencia de la unión.

Como se muestra en la [Tabla 12](#) y la [Tabla 13](#), la rigidez de la junta adhesiva fue similar en todos los ensayos (entre 17.15 y 21.01 kN/mm), independientemente de la longitud de adherencia L_I , el PRFC o el adhesivo utilizado, aunque se obtuvo una rigidez de la junta ligeramente superior cuando se utilizó una fibra de carbono más rígida (FC390) y longitudes de adherencia más largas

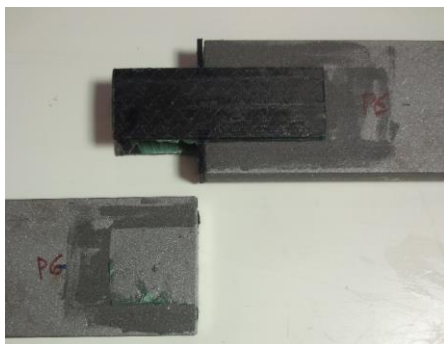
3. Resultados y Discusión

($L_I = 60$ mm) en el caso del adhesivo dúctil EP2. Con adhesivo dúctil (EP2) y $L_I = 30$ mm, el efecto de la rigidez del PRFC se aprecia claramente en la pendiente de la curva carga-alargamiento durante el ensayo de tracción. En este caso, la carga de rotura fue ligeramente mayor para FC390, pero el alargamiento en rotura fue menor que en la probeta con FC230.

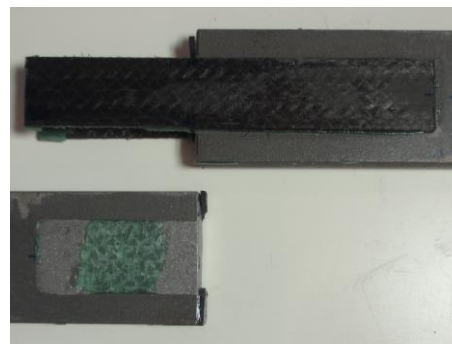
En algunos trabajos experimentales realizados por otros investigadores [16-18], las longitudes de adherencia fueron lo suficientemente largas como para poder desarrollar la máxima resistencia de la junta (es decir, la longitud de adherencia utilizada fue mayor que la longitud efectiva de adherencia L_e). Además, en algunas ocasiones se alcanzaba la fluencia del acero antes de la rotura de la junta adhesiva [19,60], por lo que en algunos casos las curvas carga-alargamiento mostraban un comportamiento dúctil (después de alcanzar la carga máxima, la fuerza aplicada sobre la probeta no podía aumentar más, pero la probeta aún era capaz de soportar incrementos de desplazamiento mostrando una meseta de fluencia). Para las probetas con adhesivo EP2 se ha supuesto que la longitud efectiva de adherencia L_e era superior a $L_I = 60$ mm, y además el acero permaneció en régimen elástico hasta la rotura de la junta (tal y como se midió por medio de galgas extensiométricas), por lo que el comportamiento dúctil observado en otros trabajos de investigación [19,60] no se observó en este caso. Si $L_I < L_e$, la fuerza máxima P_{max} no se puede transferir y la rotura que se produce es de tipo frágil, es decir, sin meseta de fluencia.

3.1.1. Modos de fallo de las juntas a doble banda

En la campaña experimental llevada a cabo, se observó generalmente que el modo de fallo no depende del tipo de fibra de carbono utilizada ni del tipo de adhesivo, sino de la longitud de adherencia. En el caso de longitudes cortas de adherencia $L_I = 30$ mm, el modo de fallo siempre se produjo por la separación entre la capa de adhesivo y la superficie del acero, de modo que se observó un modo de fallo adhesivo en la interfaz acero-adhesivo (Figura 29).



a) L30-EP1-FC230-S3



b) L60-EP1-FC230-S3

Figura 29. Modos de fallo de las probetas con diferentes longitudes de adherencia.

En el caso de longitudes de adherencia $L_1 = 60$ mm ([Figura 29b](#)), se observó un modo de fallo mixto: el fallo se produjo en parte debido a un modo de fallo del adhesivo (interfaz acero-adhesivo e interfaz PRFC-adhesivo), y en parte debido a un modo de fallo cohesivo (rotura del adhesivo). El modo de fallo de cada probeta ensayada se presenta en la [Tabla 12](#) y la [Tabla 13](#).

3.2. Resultados de la calibración del modelo de mecánica de la fractura

3.2.1. Base de datos

Con base en los resultados de esta campaña experimental, se calibró una expresión semi-empírica para el parámetro que caracteriza el comportamiento de la junta adhesiva bajo tensiones tangenciales, la energía de fractura a cizallamiento en la interfaz G_{II} , hasta que la resistencia teórica de la junta $P_{u,teo}$, a partir del modelo de mecánica de la fractura en la Ecuación (1), se ajustó al valor experimental obtenido del ensayo ($P_{u,teo} / P_{u,exp} \approx 1$). El valor de este parámetro G_{II} para cada probeta ensayada se muestra en la [Tabla 12](#) y la [Tabla 13](#).

Con el fin de tener un mayor número de resultados experimentales para ajustar los parámetros A, B, C y D del modelo analítico propuesto, se creó una gran base de datos con los resultados de 115 ensayos de juntas a doble banda PRFC-acero (ver Anexo 1 del [Artículo N°1](#)) consultados en la literatura [[48,49,52,53,59](#)]. Las probetas de la base de datos presentan geometrías y configuraciones similares comparables a los ensayos realizados en el presente trabajo (sólo se han considerado las probetas con longitudes de adherencia inferiores a $L_1 = 80$ mm). El objetivo es calibrar un modelo que incluya no sólo los resultados obtenidos en la presente campaña experimental, sino también los resultados de los ensayos realizados por otros investigadores. A partir de un ajuste por mínimos cuadrados para minimizar el error entre las predicciones del modelo propuesto de mecánica de la fractura y los resultados de los ensayos de esta base de datos (incluidos los resultados del presente estudio), se obtiene la siguiente ecuación para predecir el valor de G_{II} :

$$G_{II} = 0.1 \left(\frac{L_1}{L_e} \right) \sqrt[3]{(t_a R_a)^2} K_f^{1/4} \quad (N/mm^2 \cdot mm) \quad (27)$$

Es importante señalar que esta expresión es válida para uniones adhesivas con una adecuada preparación superficial del acero (como el tratamiento mediante chorro abrasivo) que fallan en modo cohesivo o adhesivo. Esto significa que la predicción de la resistencia en probetas sin una preparación adecuada de la superficie o con diferentes modos de fallo (delaminación/rotura del

3. Resultados y Discusión

PRFC, plastificación del acero, etc.), que no han sido incluidas en esta base de datos para calibrar el modelo, puede no ajustarse de manera precisa a esta expresión.

Esta fórmula explícita proporciona un método sencillo para predecir la resistencia de la unión en probetas de juntas a doble banda PRFC-acero con longitudes cortas de adherencia, para los rangos de valores para las propiedades del adhesivo y del laminado de PRFC comúnmente disponibles, como se muestra en la [Tabla 14](#). Como se puede observar en la [Figura 30](#), la expresión anterior proporciona predicciones aceptables de las cargas de rotura obtenidas experimentalmente en las probetas no sólo del presente trabajo, sino también de la base de datos considerada, con un coeficiente de determinación $R^2 = 0.82$.

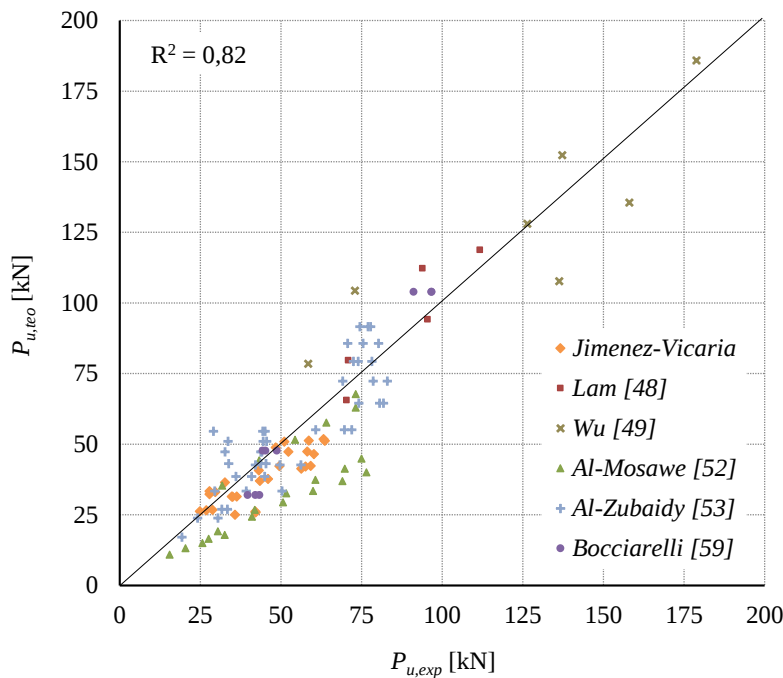


Figura 30. Comparación entre las cargas de rotura de los ensayos y las estimadas (115 ensayos).

Para obtener una fórmula aplicable en diseño, los coeficientes A, B, C y D en la Ecuación (4) se recalcularon para obtener una expresión que pueda predecir la resistencia característica de la unión en juntas a doble banda. Este valor característico generalmente se considera como el percentil 95 de la distribución de probabilidad de los datos de ensayo, lo que significa que el 95% de los resultados experimentales se encuentran por encima de este valor. Suponiendo una distribución normal de los datos de resistencia de la unión, los valores característicos se obtuvieron utilizando el mismo método de ajuste de datos que para la Ecuación (27), pero en este caso la carga de rotura experimental fue reducida 1.645 veces la desviación estándar de los resultados de las probetas con el mismo PRFC, adhesivo y superficie de unión.

Tabla 14. Rangos de valores de los principales parámetros de los ensayos de juntas a doble banda PRFC-acero utilizados para calibrar el modelo analítico.

	L_l	t_a	R_a	K_f	b_s	t_s	b_f	t_f	E_f	E_a
	mm	mm	MPa mm/mm	N	mm	mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²
Min	10	0.34	0.068	1.9E+06	30	5	10	0.17	76652	1451
Max	80	2.16	0.433	3.5E+07	60	20	60	3.66	478730	4951

En la [Figura 31](#), las predicciones de la resistencia media y característica de la unión se grafican frente a las cargas de rotura experimentales. Se propone la siguiente ecuación de mejor ajuste para predecir G_{II} para utilizar en la fórmula de diseño para la resistencia de la unión en la Ecuación (1):

$$G_{II} = 0.03 \left(\frac{L_l}{L_e} \right) (t_a R_a)^{0.9} K_f^{0.34} \quad (N/mm^2 \cdot mm) \quad (28)$$

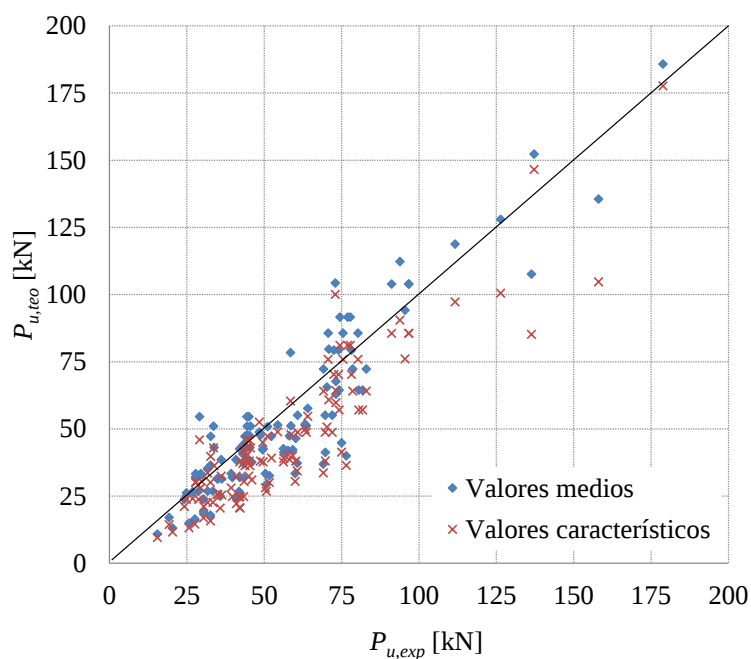


Figura 31. Comparación entre la resistencia teórica media y característica de la unión.

3.3. Resultados de las simulaciones numéricas de las juntas a doble banda

En el modelo numérico, la rotura se produjo en la capa adhesiva. Primero se inició en la zona de la junta entre las placas de acero y luego se propagó rápidamente (fallo frágil) hacia el extremo del PRFC con longitud de adherencia más corta (L_I), tal y como se observó experimentalmente. Se alcanzó el daño completo en un elemento cohesivo de la capa adhesiva cuando el parámetro SDEG (correspondiente a la degradación de la rigidez) fue igual a 1.0, como se puede comprobar en el ejemplo de la [Figura 32](#) para la probeta L60-EP2-FC390.

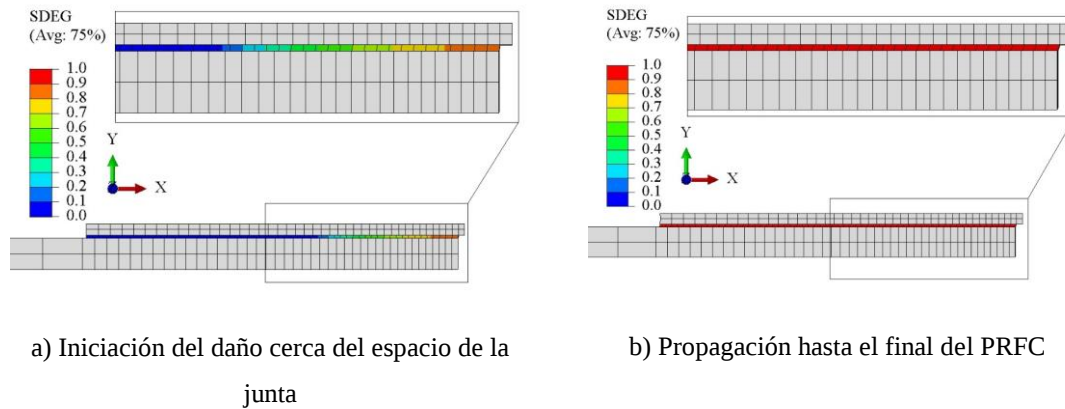


Figura 32. Fallo progresivo en la capa adhesiva para la probeta L60-EP2-FC390 usando MZC.

Mientras que el parámetro SDEG presente un valor nulo significa que el material aún no presenta daño y la probeta puede soportar más carga. Se realizó un análisis numérico para cada combinación de parámetros (longitud de adherencia L_I , fibra de carbono y adhesivo), modelando las probetas que se monitorizaron con galgas extensométricas durante los ensayos experimentales, y se obtuvieron las cargas de rotura que se presentan en la [Tabla 12](#) y [Tabla 13](#). Los resultados obtenidos de los modelos numéricos se aproximaron razonablemente a los calculados a partir del modelo analítico para probetas con $L_I = 60$ mm (la diferencia máxima fue del 7% para la probeta L60-EP2-FC390). Para probetas con $L_I = 30$ mm se obtuvo la mayor diferencia (34% en probeta L30-EP2-FC390), por lo que para longitudes de adherencia $L_I = 30$ mm el modelo numérico no se ajustó a las predicciones teóricas. Esto puede atribuirse al uso de un valor impreciso de K_{ss} (módulo a cortante G_a del adhesivo) en el modelo numérico, que en el caso de longitudes cortas de adherencia $L_I = 30$ mm puede ser el parámetro que gobierna el comportamiento de la unión, en lugar de la energía de fractura a cizallamiento en la interfaz G_{II} .

Las curvas carga P [kN] - alargamiento δ [mm] obtenidas de los modelos numéricos se presentan para las probetas con $L_I = 60$ mm en la [Figura 33](#), siendo el alargamiento el desplazamiento longitudinal del extremo de la probeta donde se aplicó la carga en el modelo. Se observa que la

pendiente de las curvas fue ligeramente mayor en el caso de las probetas con fibra de carbono más rígida (FC390), siendo más pronunciado en probetas con adhesivo dúctil EP2. Además, el alargamiento en rotura fue mayor para las probetas con adhesivo dúctil EP2, comparadas con las probetas con adhesivo EP1. Al inicio del daño (cuando los primeros elementos cohesivos alcanzan $S_{DEG} = 1$) cerca de la junta entre las placas de acero, se observó un cambio en la pendiente de la curva carga-alargamiento (puntos A en la Figura 33). Tras producirse la propagación del daño hacia el extremo del laminado de PRFC (todos los elementos cohesivos en la unión alcanzaron el valor de $S_{DEG} = 1$) se produjo una caída repentina de la carga (puntos B en la Figura 33) y causó la rotura de la junta.

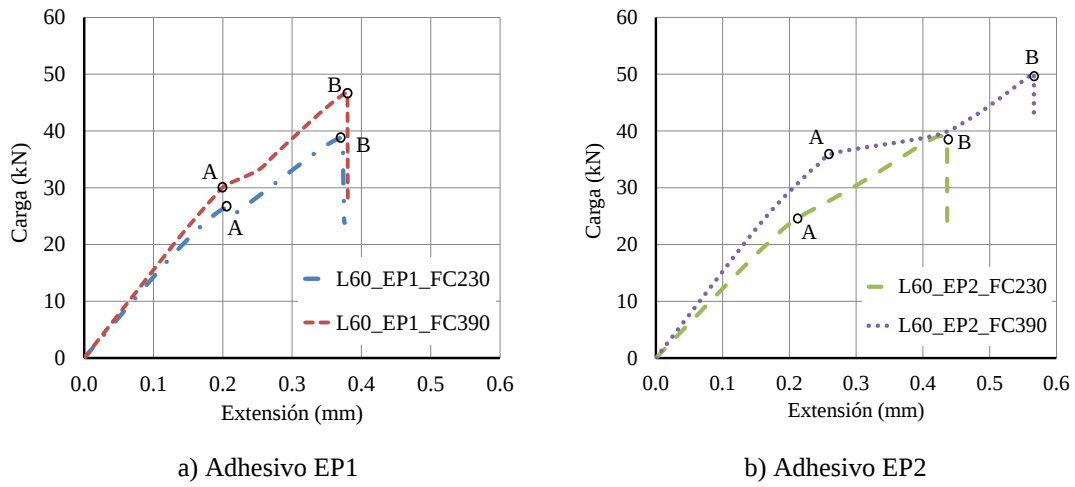


Figura 33. Curvas carga P [kN] - alargamiento δ [mm] de los modelos numéricos de las juntas a doble banda PRFC-acero con $L_I = 60$ mm.

A modo de ejemplo, los resultados obtenidos para el modelo numérico de la probeta L60-EP2-FC390 se muestran en la Figura 34, donde la carga de rotura obtenida fue de $P_{u,num} = 45.28$ kN. Cabe mencionar que el valor mostrado en la figura, en Newtons, debe duplicarse, ya que el modelo representa la mitad de la probeta debido a la simetría aplicada. También se representan para estas cargas los valores del parámetro SDEG en la capa adhesiva y las tensiones en el PRFC en la dirección longitudinal de la aplicación de la carga, S_{11} (en MPa). En la siguiente sección se presenta un estudio más detallado sobre la distribución de las tensiones longitudinales S_{11} en el laminado de PRFC.

3. Resultados y Discusión

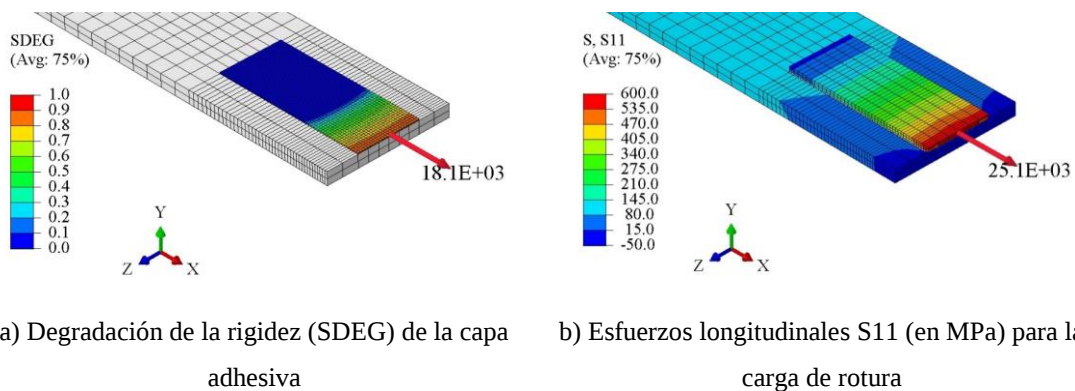


Figura 34. Modelo numérico de la probeta L60-EP2-FC390.

3.3.1. Distribución de tensiones en el PRFC

Para cada combinación de parámetros (longitud de adherencia, adhesivo y PRFC), durante los ensayos experimentales se instrumentó una probeta (indicada en la [Tabla 12](#) y la [Tabla 13](#)) mediante galgas extensiométricas adheridas al PRFC para medir las deformaciones en los laminados de PRFC. Estas galgas se colocaron en el centro de la probeta (en correspondencia con la junta entre las dos placas de acero, galga G3) y de manera simétrica a la junta, a una distancia de $L_1/2$ de ésta (galgas G2 y G4), como se muestra en la [Figura 35](#). Las deformaciones medidas en el PRFC durante los ensayos se multiplicaron por el módulo de elasticidad del laminado de PRFC para calcular las tensiones correspondientes, que luego se comparan con las obtenidas en los modelos numéricos. Como puntos de control para la medida de deformaciones en el PRFC en los modelos numéricos, se seleccionaron los más cercanos a las posiciones donde se colocaron las galgas extensiométricas en el ensayo. En la [Figura 36](#), para diferentes niveles de carga (hasta alcanzar la carga de rotura en los modelos numéricos), se comparan las tensiones medidas de manera experimental con las tensiones obtenidas en el modelo de elementos finitos.

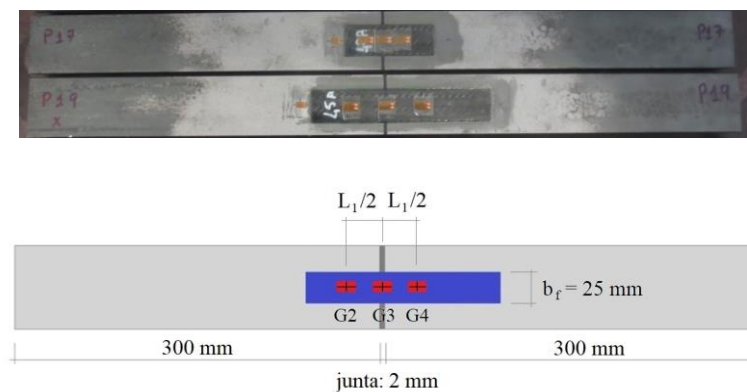


Figura 35. Probetas instrumentadas con galgas extensiométricas en los laminados de PRFC.

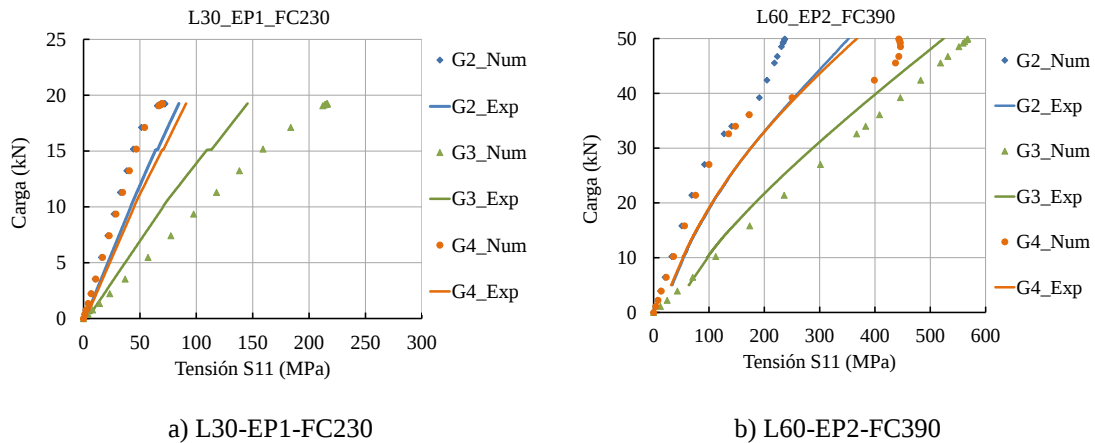


Figura 36. Comparación entre los resultados del modelo numérico y del ensayo para los valores de tensión de tracción en los laminados de PRFC para las probetas L30-EP1-FC230 y L60-EP2-FC390.

3.4. Resultados de los ensayos de laboratorio en juntas a doble banda con hierro pudelado

3.4.1. Ensayos estáticos

Se ensayaron tres probetas de control bajo carga estática hasta rotura para obtener la resistencia estática de la unión $P_{u,estática}$ y para analizar el modo de fallo de las juntas a doble banda en el caso de utilizar placas de hierro pudelado, de modo que los resultados se puedan comparar con el comportamiento de las probetas con acero moderno. Todos los ensayos se realizaron en tracción utilizando una prensa multiensayos Instron 3382, en control de desplazamiento a una velocidad de carga de 0.5 mm/min hasta rotura. El valor medio de la carga de rotura fue de 69.24 kN, con una desviación del 2.7%. Basado en este resultado, se puede concluir que una junta a doble banda con hierro pudelado puede alcanzar una resistencia estática de la unión similar a la obtenida en la primera fase de la tesis con muestras de acero moderno con la misma geometría y los mismos materiales de refuerzo (PRFC y adhesivo). En probetas con acero moderno durante la primera fase de la tesis se obtuvo un valor medio de la resistencia estática de la unión de 61.85 kN (un 10.7% menor, diferencia que se puede atribuir a la variabilidad inherente en la resistencia de estas uniones adhesivas). La instrumentación y la configuración del ensayo para las probetas ensayadas bajo carga estática se muestran en la [Figura 37](#).

3. Resultados y Discusión



Figura 37. Configuración de ensayo e instrumentación para probetas bajo carga estática.

Estas probetas se instrumentaron mediante galgas extensiométricas adheridas al PRFC en la ubicación de la junta (galgas G2 y G4, una galga en cada cara de la probeta) para medir las deformaciones en ambos laminados de PRFC durante el ensayo (Figura 37c). De manera similar, se instalaron otras dos galgas extensiométricas sobre las placas metálicas a 20 mm del extremo del laminado de PRFC (galgas G1 y G3) para medir la deformación en el metal. Estas medidas de deformación se utilizaron para comprobar la excentricidad de la fuerza de tracción aplicada y la carga transferida del metal al PRFC mediante la unión adhesiva.

Las curvas carga-deformación de los ensayos estáticos de tracción se presentan en la Figura 38 para las deformaciones en el metal ε_{metal} y las deformaciones en el laminado de PRFC ε_{CFRP} para las probetas S1 y S3, calculadas como el promedio de las deformaciones medidas en ambas caras de la probeta (Figura 38a), mientras que para la probeta S2 se muestra en cada cara (A y B) por separado para reflejar la flexión durante el ensayo (Figura 38b). La cara A de la probeta es la frontal (visible en la Figura 37), mientras que la cara B es la trasera (no visible).

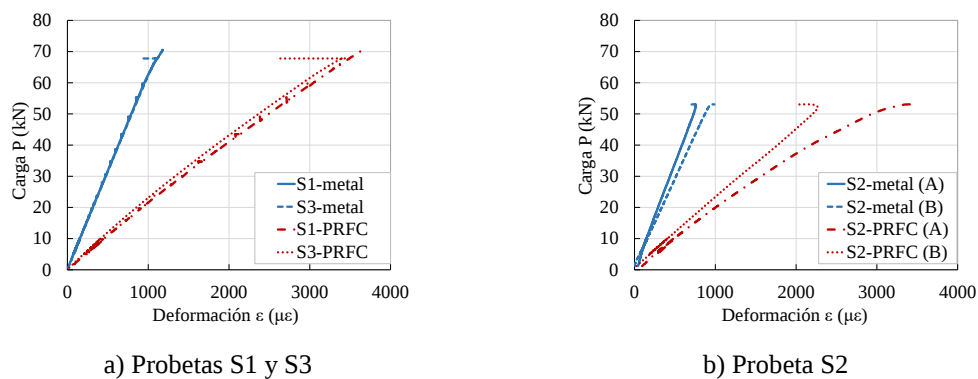


Figura 38. Curva carga-deformación del PRFC para las probetas ensayadas bajo carga estática.

Como puede verse en la [Tabla 15](#) y la [Figura 38b](#), en la probeta S2 se produjo claramente flexión durante el ensayo, ya que la diferencia de deformación entre las dos caras de la probeta fue considerable (29.5% en la deformación del metal y 36.6% en la deformación del PRFC, para el valor de carga de rotura), por lo que el resultado de este ensayo se descartó y no se tuvo en cuenta para obtener el valor medio de la resistencia estática de la unión. Esta flexión durante el ensayo, que puede atribuirse a una desalineación durante la preparación de la probeta, justifica la menor carga de rotura en esta probeta S2 (reducción del 23.3% con respecto al valor medio), en comparación con los otros dos resultados.

Tabla 15. Resultados de los ensayos estáticos en probetas de control.

Probeta	t_a	$P_{u,estática}$	$G1$	$G3$	E_{metal}	$\Delta\epsilon_{metal}$	$G2$	$G4$	ϵ_{PRFC}	$\Delta\epsilon_{PRFC}$
	mm	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	%	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	%
S-1	0.48	70.55	1189	1168	1179	-1.8	3715	3643	3679	-1.9
S-2	0.54	53.08	743	962	853	29.5	3392	2152	2772	-36.6
S-3	0.54	67.92	1054	1137	1096	7.9	3366	3449	3408	2.5

Donde t_a es el espesor medido de adhesivo; ϵ_{metal} y ϵ_{PRFC} son los valores medios de la deformación en el metal y el PRFC medidos en ambas caras de la probeta, respectivamente; y $\Delta\epsilon_{metal}$ y $\Delta\epsilon_{PRFC}$ son las diferencias en las deformaciones en el metal y el PRFC entre las dos caras de la probeta, respectivamente.

3.4.2. Ensayos de fatiga

Las probetas F1, F2 y F3 se sometieron a 2 millones de ciclos de carga de fatiga utilizando un equipo servohidráulico Instron® 8802 con una capacidad de carga de 250 kN ([Figura 39](#)). La frecuencia de aplicación de la carga se fijó en 10 Hz, ya que este valor se encuentra dentro de los rangos en los que no se espera un aumento de temperatura en la unión adhesiva que pueda afectar negativamente a la resistencia de la junta. La razón de tensiones, definida como el cociente entre la carga mínima y la máxima durante el ensayo de fatiga (P_{min}/P_{max}), se estableció en todos los casos como $R = 0.1$, ya que es el valor que se utiliza con frecuencia en la literatura específica. Las probetas F1, F2 y F3 fueron sometidas a una carrera constante de tensión de tracción sinusoidal en el metal $\Delta\sigma_s$ de 60, 75 y 90 MPa, respectivamente, lo que corresponde a una razón de cargas $P_{max}/P_{u,estática}$ de 0.33, 0.42 y 0.51, respectivamente. Se adoptaron estos valores ya que los problemas de fatiga se desarrollan bajo cargas de servicio, que generalmente se encuentran por debajo del 50% de las cargas últimas. De hecho, en algunos trabajos de investigación [10] recomiendan que la carga máxima durante el ensayo de fatiga P_{max} no debe exceder el 30-40% de

la resistencia estática de la unión $P_{u,estática}$, pero en este caso se decidió ensayar una probeta bajo una carga más elevada (F3).

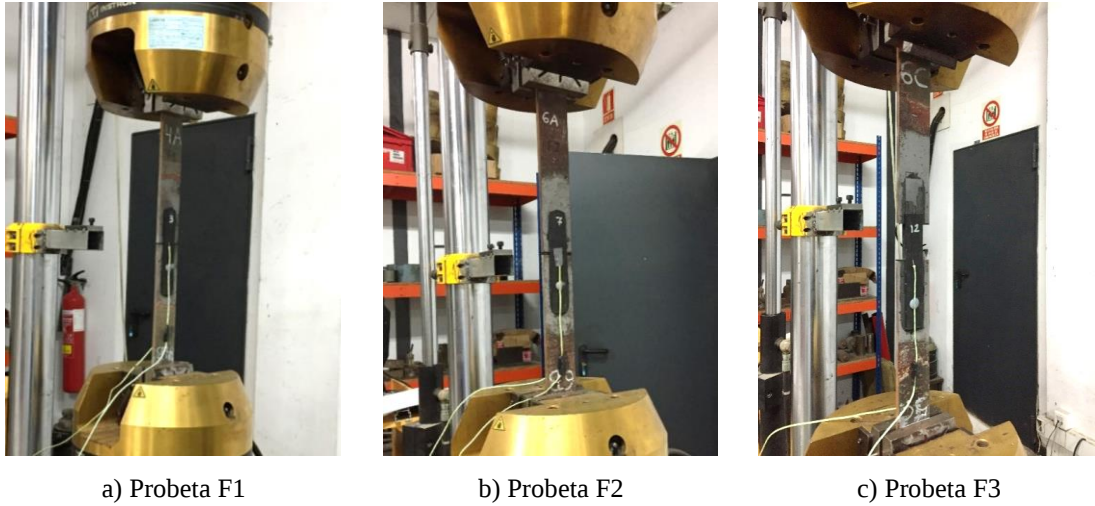


Figura 39. Configuración e instrumentación del ensayo de fatiga.

Aquellas probetas que pervivieron a los 2 millones de ciclos de carga (F1 y F2) se ensayaron posteriormente hasta rotura bajo carga estática a una velocidad de desplazamiento de 0.5 mm/min utilizando el mismo equipo de ensayo. Las curvas carga-extensión de estas probetas se muestran en la [Figura 40](#), siendo P la carga aplicada por el equipo de ensayo y δ la extensión de la probeta (medida como la separación entre las mordazas del equipo de ensayo). Al comparar la carga de rotura estática antes y después de los ensayos de fatiga, se pueden extraer conclusiones sobre el efecto de la carga de fatiga en el comportamiento de la unión entre los laminados de PRFC y las placas de hierro pudelado.

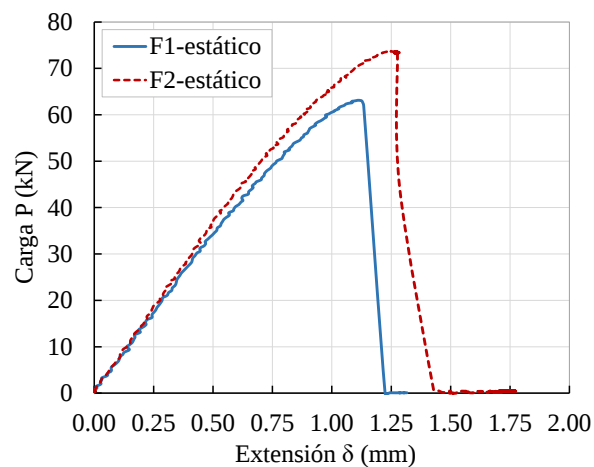


Figura 40. Curvas carga-extensión en los ensayos estáticos después del ensayo de fatiga en las probetas F1 y F2 (que pervivieron 2 millones de ciclos).

Para cada probeta, los ciclos de carga aplicados (hasta 2 millones), la carrera de tensión de fatiga en la sección bruta de metal y la resistencia residual estática de la unión después de 2 millones de ciclos $P_{u,fatiga}$ se presentan en la [Tabla 16](#).

Tabla 16. Resultados de los ensayos de fatiga.

Prob.	t_a	P_{min}	P_{max}	ΔP	$\Delta\sigma_s$	P_{min}/P_{max}	$P_{max}/P_{u,estatica}$	N_{ciclos}	$P_{u,fatiga}$	$P_{u,fatiga}/P_{u,estatica}$
	mm	kN	kN	kN	MPa				kN	
F-1	0.71	2.3	23.0	20.7	60	0.1	0.33	2,000,000	63.1	0.91
F-2	0.87	2.9	29.0	26.1	75	0.1	0.42	2,000,000	73.7	1.06
F-3	0.53	3.5	35.0	31.5	90	0.1	0.51	323,384	-	-

Donde t_a es el espesor de la capa adhesiva; P_{min} es la carga mínima durante el ensayo de fatiga; P_{max} es la carga máxima durante el ensayo de fatiga; $\Delta P = P_{max} - P_{min}$ es el rango de cargas durante el ensayo de fatiga; $\Delta\sigma_s$ es la carrera de tensión en el metal; $R = P_{min}/P_{max}$ es la razón de tensiones; $P_{max}/P_{u,estatica}$ es la razón de cargas (cociente entre la carga máxima durante el ensayo de fatiga y la resistencia estática media de la unión en las probetas de control); N_{ciclos} es el número de ciclos de carga; $P_{u,fatiga}$ es la resistencia residual estática de la unión después de 2 millones de ciclos de fatiga; $P_{u,fatiga}/P_{u,estatica}$ es la razón de resistencia residual.

Durante los ensayos de fatiga en adhesivos a altas frecuencias de aplicación de los ciclos de carga, la temperatura del material suele mostrar un incremento, siendo esta temperatura más elevada a medida que aumenta la frecuencia de aplicación de la carga [109]. Por esta razón, se registró la temperatura en la junta durante el ensayo de fatiga usando dos termopares (uno posicionado en cada cara de la probeta), colocados en contacto con el laminado de PRFC justo en el centro de la junta ([Figura 41](#)). El objetivo de estas mediciones fue comprobar que la temperatura en la junta debido a la alta frecuencia de aplicación de los ciclos de carga permanecía muy por debajo de la temperatura de transición vítrea T_g del adhesivo (58°C), de modo que no afectara a la resistencia de la junta a doble banda PRFC-metal durante el ensayo. En todos los casos, el aumento máximo de temperatura (respecto a la temperatura ambiente de laboratorio) durante el ensayo fue inferior a 6.6°C, lo que resulta en un valor aceptable que no afecta a las propiedades mecánicas del adhesivo. En [110] se obtuvieron resultados similares, donde los cambios de temperatura que se produjeron en la capa adhesiva de las juntas bajo diferentes carreras de tensión fueron insignificantes en comparación con la posible variación de la temperatura ambiente durante el ensayo.

3. Resultados y Discusión

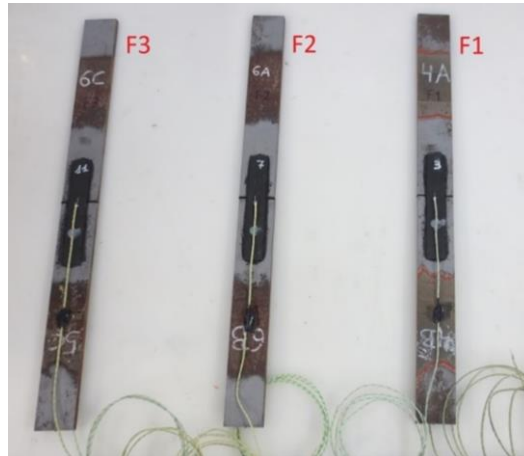


Figura 41. Probetas para ensayo de fatiga monitorizadas con termopares.

3.4.3. Rigidez residual de las juntas a doble banda después del ensayo de fatiga

Para evaluar la degradación de la rigidez de la junta adhesiva sometida a una carga cíclica constante durante el ensayo de fatiga, se registró la carga aplicada y el desplazamiento de la mordaza del equipo de ensayo durante 1 segundo a una frecuencia de muestreo de 175 Hz (obteniendo 175 datos por segundo) cada 100.000 ciclos. A partir de los datos registrados durante los ensayos, se obtuvieron las curvas carga-extensión. En la [Figura 42](#) se presentan las curvas carga-extensión correspondientes a los ensayos de las probetas F1 y F2 durante el primer ciclo, después de 1 millón de ciclos y después de 2 millones de ciclos, y las curvas para F3 en el primer ciclo, después de 200,000 ciclos y después de 323,000 ciclos (en rotura).

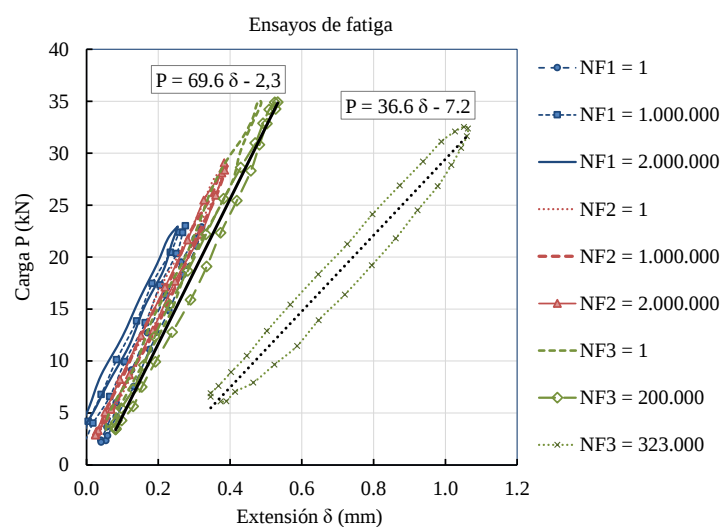


Figura 42. Curvas carga-extensión para las probetas en los ensayos de fatiga F1, F2 y F3 en diferentes ciclos.

La rigidez K de la probeta se puede definir como la pendiente de la curva carga-extensión en el ensayo de junta a doble banda, $K = \Delta P / \Delta \delta$. La variación de esta pendiente entre diferentes ciclos de carga puede representar el efecto de la fatiga sobre la degradación de la rigidez de la probeta, siendo un signo claro del inicio y propagación del despegue [73]. Se puede ver en la Figura 42 que la rigidez de todas las probetas que pervivieron a los 2 millones de ciclos no se redujo después de someter a la probeta al ensayo de fatiga (la rigidez de las probetas permaneció constante para carreras de tensión en las placas metálicas de 60 MPa en F1 y 75 MPa en F2). Como resultado, se puede concluir que la iniciación de grietas no se desarrolló en la unión adhesiva durante el ensayo de fatiga a estos niveles de tensión, ya que se podría considerar que esto se produce cuando la rigidez de la unión K se reduce al 90-95% del valor inicial previo al ensayo de fatiga [73].

Como se puede observar en la Figura 42, la pérdida de energía por histéresis durante los ciclos de carga de F1 y F2 fue mínima. Esto evidencia el hecho de que el PRFC y el adhesivo no contribuyeran a la generación de calor (medido durante el ensayo por los termopares adheridos a los laminados de PRFC), mientras que la tensión de tracción en las placas metálicas estuvo por debajo del límite elástico, como también se presenta en [73] para probetas con acero moderno.

Sin embargo, para la probeta con un rango de tensiones en el metal de 90 MPa (F3) y una razón de cargas $P_{max}/P_{u,estática}$ de 0.51, la rigidez se redujo un 47.41% en los últimos ciclos de carga antes de la rotura (Figura 42). La reducción de rigidez observada se atribuye claramente al despegue entre el PRFC y el metal, ya que esta probeta F3 falló repentinamente a los 323,384 ciclos.

3.4.4. Resistencia residual de la unión

Después de los ensayos de fatiga, la resistencia residual estática de la unión $P_{u,fatiga}$ de las probetas que pervivieron a los 2 millones de ciclos se comparan con la resistencia estática de la unión de las probetas de control (Tabla 16). Se muestra que los ciclos de carga apenas tuvieron influencia en la resistencia residual de la unión, incluso cuando la razón de cargas $P_{max}/P_{u,estática}$ es 0.42 (F2), ya que la razón de resistencia residual $P_{u,fatiga}/P_{u,estática}$ es cercana a la unidad en ambos casos. Incluso se observa una mayor resistencia residual de la unión para una razón de cargas de 0.42 (F2) en comparación con el caso de 0.33 (F1), pero esta diferencia se puede atribuir a la variabilidad experimental. Cuando la razón de cargas $P_{max}/P_{u,estática}$ fue superior a 0.50 (F3), la probeta falló durante el ensayo de fatiga.

Modos de fallo

Zhao y Zhang [11] proponen seis modos de rotura diferentes para los sistemas de unión PRFC-metal bajo carga de tracción. La comparación de los modos de rotura entre las probetas de control

3. Resultados y Discusión

ensayadas bajo carga estática (S1 y S3), la probeta que pervivió al ensayo de fatiga (F1) y la probeta que falló durante el ensayo de fatiga (F3) se presenta en la [Figura 43](#).

Con respecto al mecanismo de rotura, en las probetas de control el modo de fallo fue principalmente el despegue en la interfaz metal/adhesivo, quedando algunos restos de adhesivo adheridos a la superficie del metal (despegue en la interfaz PRFC/adhesivo). En el caso de los ensayos de fatiga, se produjo un modo de fallo combinado de despegue en la interfaz metal/adhesivo (en el extremo del PRFC) y el despegue en la interfaz PRFC/adhesivo, quedando algunas fibras de carbono adheridas al metal. Con respecto al modo de fallo esperado en el hierro pudelado bajo cizallamiento interlaminar, no se observó delaminación en la superficie del metal durante estos ensayos. Este resultado podría indicar que la estructura laminar interna de este hierro pudelado no supondría un inconveniente a la hora de considerar el refuerzo de PRFC en puentes antiguos. Esto podría explicarse por una mayor resistencia al cizallamiento interlaminar en la propia placa metálica en comparación con la resistencia a cizalla de la unión adhesiva entre el laminado de PRFC y la placa metálica (siendo la capa adhesiva el punto más débil). Además, no se observaron daños por fatiga en los laminados de PRFC para estos niveles de carga, tal y como era esperable para este material [26].

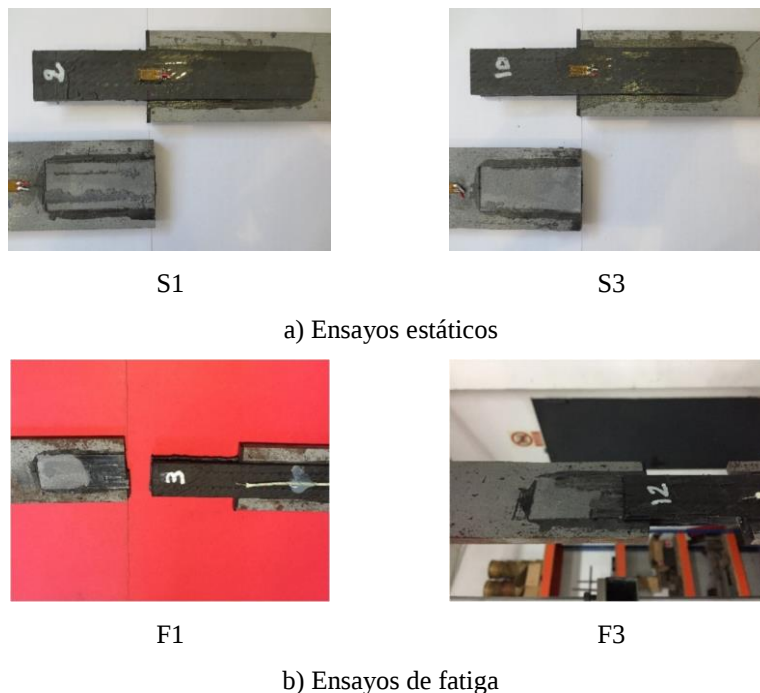


Figura 43. Modos de fallo de las juntas a doble banda PRFC-hierro pudelado.

3.5. Curva S-N para juntas a doble banda

En la [Figura 44](#), se representan los valores de la carrera de tensión en la placa metálica $\Delta\sigma_s$ (en el eje y) frente al número de ciclos N (en el eje x) en una escala logarítmica para ambos ejes. Estos puntos representados corresponden a los resultados en probetas de la base de datos y del presente trabajo que fallaron durante el ensayo de fatiga (32 puntos). La fórmula de doble logaritmo (función de potencia) que se muestra en la Ecuación (29) se usa para describir la curva S-N de juntas a doble banda PRFC-metal unidas mediante adhesivo.

$$\Delta\sigma_s = 10^A N^{-m} \quad (29)$$

donde $\Delta\sigma_s$ es la carrera de tensión en la placa metálica durante los ciclos de carga, N es el número de ciclos, A y m son constantes que se pueden obtener mediante un ajuste de las curvas a los datos experimentales utilizando el método de mínimos cuadrados. La curva S-N media en la Ecuación (30) se calcula como la curva de mejor ajuste a los datos, mientras que la curva de diseño en la Ecuación (31) se considera 1.645 desviaciones estándar por debajo de la curva media, lo que significa que el 95% de los resultados se encuentran por encima de la curva de diseño.

$$\Delta\sigma_s = 111.84 N^{-0.021} \text{ (Curva S-N media)} \quad (30)$$

$$\Delta\sigma_s = 47.26 N^{-0.021} \text{ (Curva S-N de diseño)} \quad (31)$$

Además, la curva límite de fatiga para la categoría 71 para el detalle de uniones por solape soldadas descritas en el Eurocódigo 3 (curva de resistencia a fatiga S-N para una carrera de tensión directa en el acero de 71 MPa) también se representa en la [Figura 44](#) para su comparación, ya que en la literatura [28,73,74,76] se ha reportado una buena correlación con los resultados experimentales en juntas a doble banda. Se ha seleccionado esta curva porque representa el límite de fatiga de las uniones por solape soldadas con una longitud de solape entre 50 mm y 80 mm, similar a la longitud de adherencia de las juntas a doble banda PRFC-metal ensayadas. Sin embargo, se puede ver en la [Figura 44](#) que la resistencia a fatiga de las juntas a doble banda PRFC-metal no se puede comparar con la de las uniones por solape soldadas (categoría de diseño 71 en el Eurocódigo 3). La pendiente de la curva S-N para las juntas a doble banda es significativamente inferior, y también la categoría de detalle (definida en el Eurocódigo 3 como la carrera de tensión para una pervivencia de 2×10^6 ciclos) es en este caso de las juntas a doble banda de 35 MPa en la curva S-N de diseño (muy por debajo de 71 MPa). Esto se puede explicar porque la rotura a fatiga en las juntas a doble banda PRFC-metal tiene lugar en el adhesivo (o en la interfaz entre el adhesivo y los adherentes), pero no en el metal base, por lo que para la evaluación de la fatiga de

3. Resultados y Discusión

estas juntas a doble banda resultaría más apropiado considerar la curva S-N utilizando la carrera de tensión principal máxima en el adhesivo $\Delta\sigma_{adh}$, en lugar de la carrera de tensión en el metal $\Delta\sigma_s$.

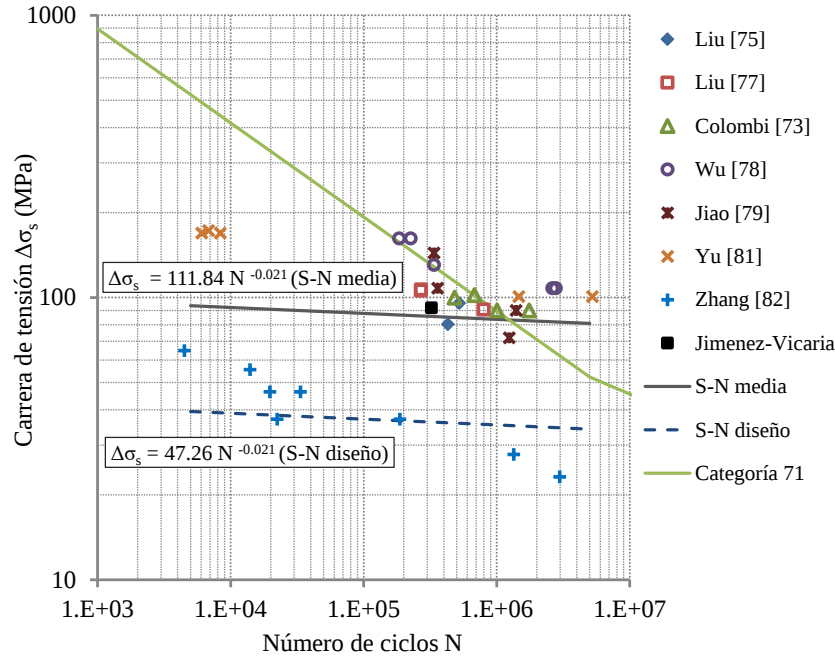


Figura 44. Curva S-N en representación logarítmica para juntas a doble banda en la base de datos y el presente trabajo (carrera de tensión en el metal $\Delta\sigma_s$).

De manera similar, la curva S-N en la Figura 45 es una gráfica que presenta la carrera de tensión en el adhesivo $\Delta\sigma_{adh}$ (en el eje y) frente al número de ciclos N (en el eje x) en escala logarítmica para ambos ejes. Para el cálculo de $\Delta\sigma_{adh}$, se utiliza la fórmula de la Ecuación (13). La curva S-N media de la Ecuación (32) se calcula como la curva de mejor ajuste a los datos, mientras que la curva de diseño de la Ecuación (33) se considera 1.645 desviaciones estándar por debajo de la curva media, lo que significa que el 95% de los resultados se encuentran por encima de la curva de diseño.

$$\Delta\sigma_{adh} = 226.28 N^{-0.184} \text{ (Curva S-N media)} \quad (32)$$

$$\Delta\sigma_{adh} = 98.71 N^{-0.184} \text{ (Curva S-N de diseño)} \quad (33)$$

A partir de los resultados de la resistencia a fatiga evaluados mediante la carrera de tensión principal máxima en el adhesivo $\Delta\sigma_{adh}$, se considera que el límite de fatiga (para 2×10^6 ciclos) es aproximadamente de $\Delta\sigma_{adh, límite} = 6.8$ MPa en la curva de diseño y 15.7 MPa en la curva media.

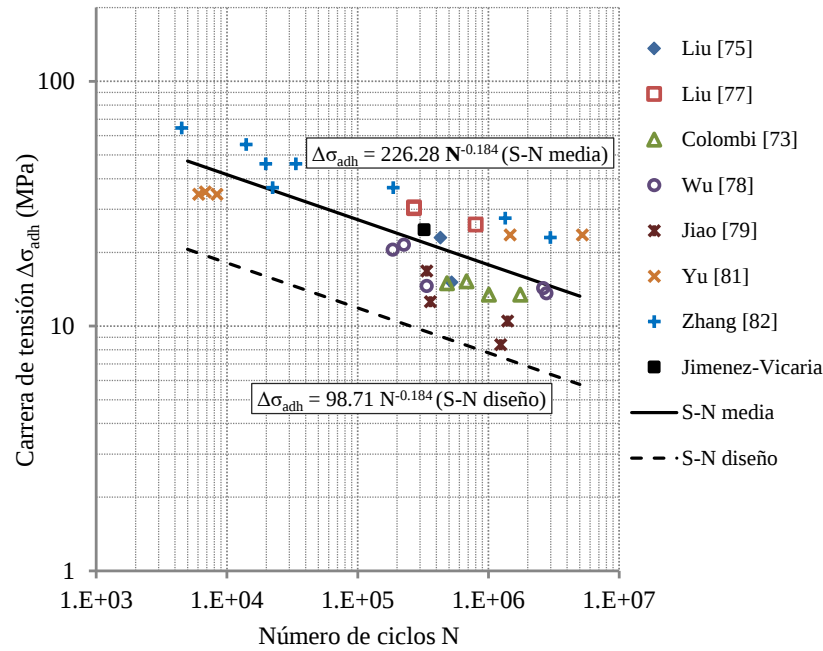


Figura 45. Curva S-N en representación logarítmica para juntas a doble banda en la base de datos y el presente trabajo (carrera de tensión principal máxima en el adhesivo $\Delta\sigma_{adh}$).

La curva de resistencia a fatiga obtenida en la Figura 45 es válida para una determinada categoría de detalle estructural (en este caso, juntas a doble banda PRFC-metal unidas mediante adhesivo epoxi). Además, es importante mencionar que esta curva de resistencia a fatiga es válida a priori sólo para probetas cuyos parámetros de ensayo se encuentren dentro de los rangos de valores que se presentan en la Tabla 17, hasta que se pueda utilizar una base de datos más extensa para obtener un mejor ajuste de la curva.

Tabla 17. Rangos de parámetros de ensayo válidos para la curva de resistencia a fatiga propuesta.

	$\Delta\sigma_s$	$\Delta\sigma_{adh}$	P_{min}/P_{max}	$P_{max}/P_{u,estática}$	E_{PRFC}	t_{PRFC}	l_{PRFC}	E_a	$f_{t,a}$	t_a
	N/mm ²	N/mm ²			N/mm ²	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	mm
Min	21.60	5.79	0.05	0.18	103500	0.37	60	1451	19.00	0.20
Max	212.40	64.39	0.43	0.80	478730	2.40	250	4500	41.30	1.10

3.5.1. Resistencia residual de la unión después del ensayo de fatiga

Para las probetas de la base de datos analizada, se ha graficado la razón de resistencia residual ($P_{u,fatiga}/P_{u,estática}$) frente a la razón de cargas ($P_{max}/P_{u,estática}$) en la Figura 46 y frente al número de ciclos (N_{ciclos}) en la Figura 47 para reflejar el efecto de las cargas cíclicas sobre la resistencia de la unión en las juntas a doble banda. En este caso, solo se consideran aquellas probetas de la base

3. Resultados y Discusión

de datos que no fallaron durante el ensayo de fatiga y que posteriormente se ensayaron bajo carga estática hasta rotura (83 ensayos).

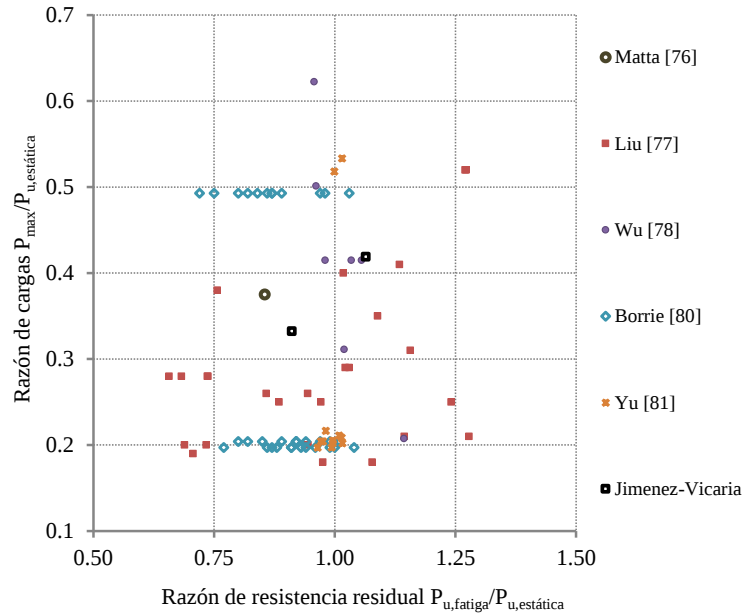


Figura 46. Efecto de la razón de cargas sobre la razón de resistencia residual en las juntas a doble banda.

Contrariamente a la suposición de que las razones de carga más elevadas podrían reducir la razón de resistencia residual, en la Figura 46 se muestra que la razón de cargas no tiene un efecto claro sobre la razón de resistencia residual. Esto se puede concluir ya que los puntos representados en las gráficas están igualmente dispersos (entre 0.75 y 1.25) alrededor de la unidad ($P_{u,fatiga}/P_{u,estático} = 1.00$) para todo el rango de valores de la razón de cargas (de 0.18 a 0.62) de la base de datos.

De manera similar, la Figura 47 muestra que la razón de resistencia residual se dispersa a ambos lados de la línea base para $P_{u,fatiga}/P_{u,estático} = 1.00$, independientemente de los ciclos de carga a los que las probetas fueron sometidas antes del ensayo estático hasta rotura. Por lo tanto, las observaciones de la Figura 46 y la Figura 47 indican que el efecto de la razón de cargas y el número de ciclos sobre la resistencia residual estática de la unión en las juntas a doble banda no presenta una tendencia clara.

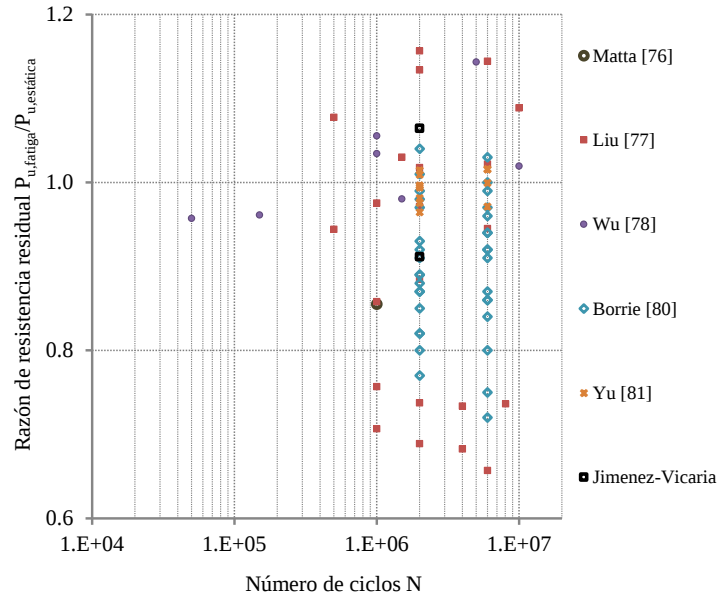


Figura 47. Efecto de la carga de fatiga sobre la resistencia residual estática de las juntas a doble banda.

3.6. Calibración del modelo local de elementos finitos de la conexión larguero-vigueta del puente de Redondela

La relación momento-rotación de la conexión en el modelo numérico local se muestra en la [Figura 48a](#), para diferentes valores de la razón de límites elásticos R_{ij} (0.65, 0.75 y 0.85) marcados en la leyenda de la gráfica como FEM-R0.65, FEM-R0.75 y FEM-R0.85, respectivamente.

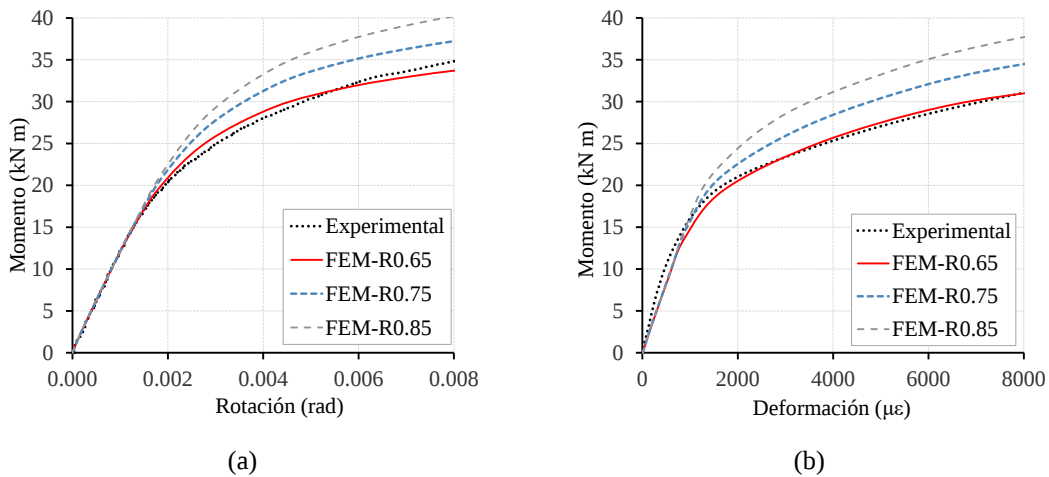


Figura 48. Comparación entre los resultados experimentales y numéricos de la conexión no reforzada. (a) Momento-rotación. (b) Momento-deformación principal máxima en el punto de medición (raíz del angular de conexión).

3. Resultados y Discusión

Estas curvas se compararon con el comportamiento momento-rotación en el espécimen no reforzado ensayado (obtenido a partir de los valores medios de rotación medidos a ambos lados de la conexión) y se observó que la curva FEM-R0.65 era la que mejor se ajustaba a los resultados experimentales, por lo que para los análisis sucesivos se utilizó la razón de límites elásticos $R_{ij} = 0.65$.

Debido al alto gradiente de deformación cerca de la raíz del angular obtenido del análisis local de elementos finitos (Figura 49), se consideró que las mediciones de deformación eran muy sensibles a la ubicación de las galgas extensiométricas, incluso prestando especial cuidado durante la instalación de las mismas. Por esta razón, los valores experimentales en la Figura 48b se tomaron como los valores medios de deformación medidos en los cuatro angulares de conexión monitorizados en el espécimen no reforzado ensayado, y se compararon con los resultados numéricos en los modelos locales de elementos finitos, mostrando que la curva FEM-R0.65 se ajustaba mejor a los resultados experimentales.

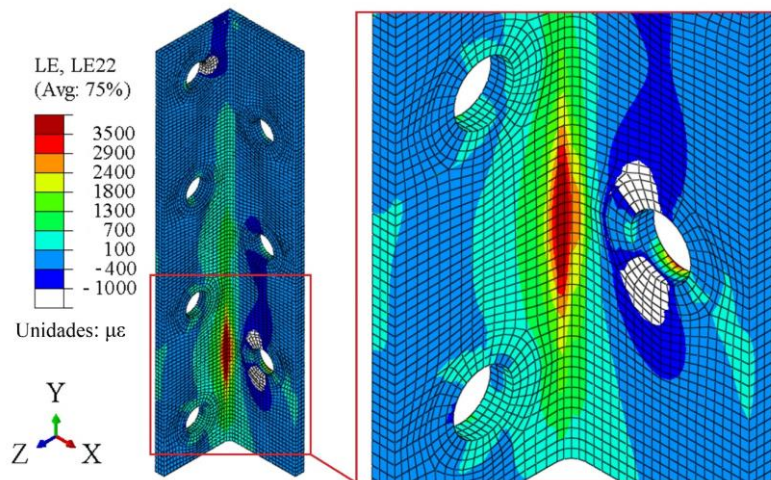


Figura 49. Deformación logarítmica transversal LE22 (dirección local 2) en el angular de conexión, para un momento flector $M = 19.50$ kNm en la conexión.

A partir del análisis de las mediciones obtenidas por las rosetas de deformación (galga extensiométrica de 3 ejes) en el espécimen ensayado, se obtuvo que la dirección de la deformación principal máxima (tracción) se orientó transversalmente (dirección local 2 en el modelo numérico de la conexión) a la dirección de laminación (fabricación) del perfil angular metálico (dirección local 1). Esto también se confirma en el análisis de elementos finitos de la conexión, ya que las deformaciones logarítmicas en la dirección local 2 LE22 coincidieron con las deformaciones principales máximas (tracción).

Para confirmar la deformación por flexión fuera del plano del angular de conexión, que típicamente conduce a la iniciación de grietas por fatiga [6,94], las deformaciones a través del espesor del angular se obtuvieron para dos niveles de carga diferentes para comprobar la evolución de esta deformación con el incremento de carga. Para ello, en la Figura 50b se representan, para los momentos flectores de 13.60 kNm y 19.50 kNm, las deformaciones logarítmicas transversales (LE22) a lo largo de una trayectoria definida por cuatro puntos (1, 2, 3 y 4 en la Figura 50a) a través de los 8 mm de espesor del angular. A partir de estas curvas, se confirmó que las deformaciones de tracción más elevadas se desarrollaron en la cara exterior del angular (donde se instaló la roseta de deformación), mientras que la cara interior del angular (en contacto con el alma del larguero) permaneció en compresión. Esta flexión fuera del plano del ala del angular en este tipo de conexiones es la causa del desarrollo de grandes deformaciones por tracción en la cara exterior del angular de conexión cerca de la raíz del angular, lo que podría conducir a la formación de grietas por fatiga bajo la aplicación de cargas cíclicas, como presentaron anteriormente otros investigadores en trabajos similares [6,94].

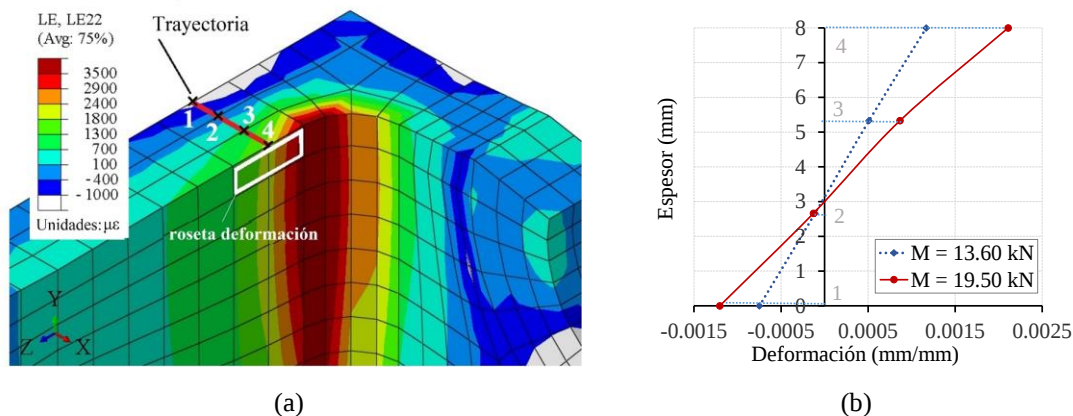


Figura 50. (a) Vista del corte de la sección transversal del angular para definir la trayectoria a través del espesor (puntos 1, 2, 3 y 4); (b) deformación logarítmica transversal (LE22) a través del espesor del angular de conexión en la ubicación de la roseta de deformación.

De manera similar, en el módulo de visualización de Abaqus[®] se definió una trayectoria a lo largo de la altura del angular de conexión, pasando por la ubicación de la roseta de deformación (Figura 51a) y los resultados se presentan en la Figura 51b. En este caso, las deformaciones se obtuvieron en la cara exterior del angular de conexión, donde se presentaron las deformaciones de tracción máximas según se muestra en la Figura 50. A partir de las curvas de la Figura 51b, se demuestra que la máxima deformación de tracción a lo largo de la altura del angular de conexión se desarrolló coincidiendo con la sección transversal del angular correspondiente al eje del tornillo

inferior de conexión con el alma de la vigueta (corte en la Figura 50a), ubicado a 78 mm del borde inferior del angular (Figura 18a).

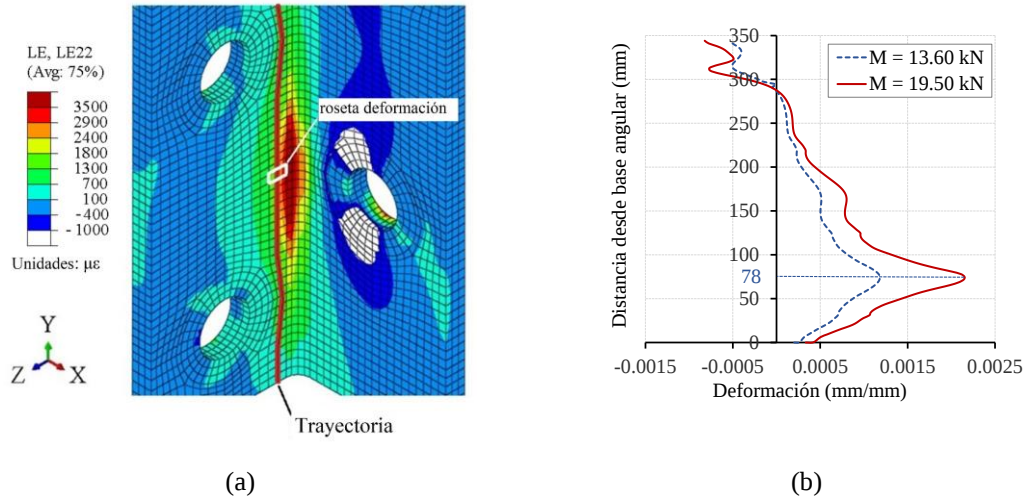


Figura 51. (a) Definición de la trayectoria longitudinal a lo largo de la altura del angular de conexión; (b) deformación logarítmica transversal (LE22) a lo largo de la altura del angular de conexión.

3.7. Resultados de la combinación de los modelos numéricos global-local

Como se puede obtener de la Figura 48a, la pendiente inicial de las curvas momento-rotación (experimental y numérica FEM-R0.65) es constante hasta aproximadamente un momento flector de 15.00 kNm y una rotación de 0.0013 rad, correspondiente a una rigidez rotacional $K_{rot} = 11,540 \text{ kNm/rad}$ en la conexión larguero-vigueta. Este valor inicial de rigidez rotacional K_{rot} se introdujo en el modelo global del puente para obtener el momento flector máximo en las conexiones larguero-vigueta debido a las cargas vehiculares (de los trenes). Mediante un proceso iterativo, se obtuvo la convergencia entre la rigidez rotacional introducida en el modelo de global y la correspondiente rigidez K_{rot} en el modelo local (curva momento-rotación FEM-R0.65 en la Figura 48a) para el momento resultante en la conexión en el modelo global, hasta lograr un error inferior al 1%.

Con este procedimiento, se obtuvo el momento flector máximo M_C en las conexiones larguero-vigueta (Figura 52) debido a las cargas del tren (Figura 16) aplicadas al modelo global del puente, y se muestra en la Tabla 18. Como ejemplo, en la Figura 52b se representa el momento flector en las conexiones a lo largo de la mitad de la longitud del puente para el caso del modelo de carga UIC 71. Se puede observar claramente que el momento flector máximo se desarrolló en la conexión larguero-vigueta en correspondencia con los pilares intermedios del puente. Para estos momentos flectores, la deformación principal máxima (de tracción) correspondiente en el punto

de medición en el angular de conexión (ubicación de la roseta de deformación en la [Figura 20a](#)) se calculó a partir del modelo local de la conexión (curva FEM-R0.65 en la [Figura 48b](#)) y los resultados se muestran en la [Tabla 18](#) para cada modelo de cargas del tren.

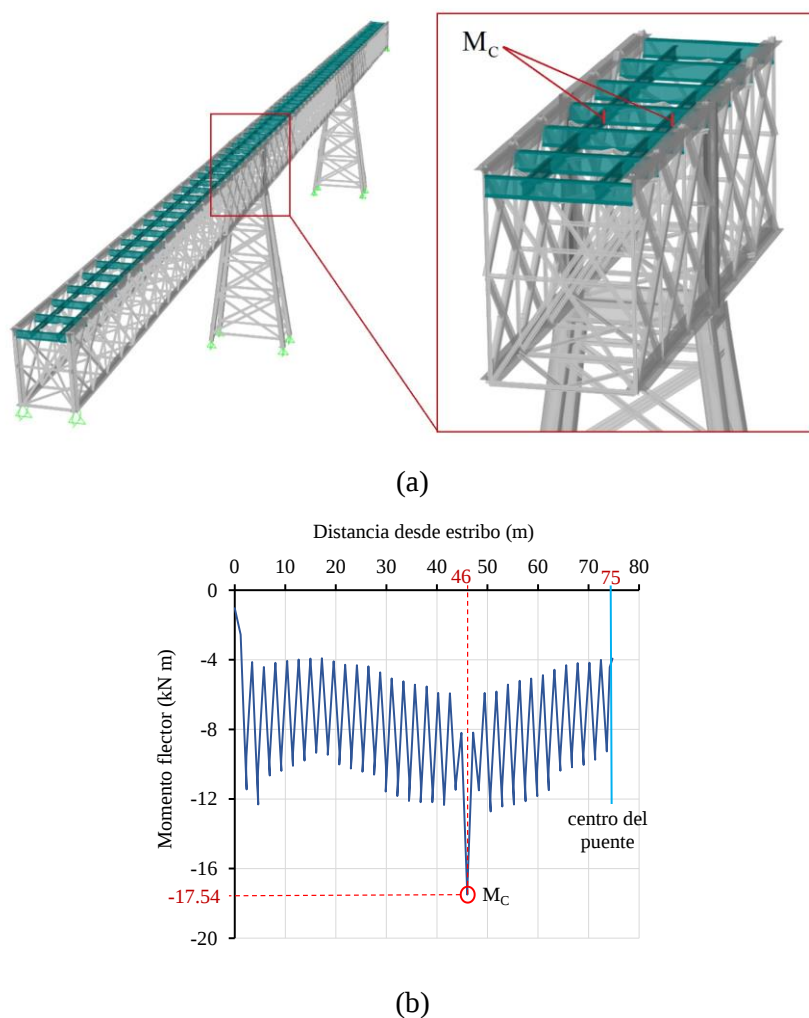


Figura 52. Momento flector máximo M_C en las conexiones larguero-vigueta correspondientes a la sección transversal en pilas intermedias del puente (modelo global). (a) Ubicación de las conexiones. (b) Momento flector en las conexiones a lo largo del puente.

Tabla 18. Resultados de los modelos numéricos global y local (conexión no reforzada).

Modelo de cargas del tren	K_{rot}	M_C	$\epsilon_{max, FEM}^{(1)}$
	kNm/rad	kNm	μm
Modelo de carga UIC 71	10,650	17.54	1439
Norma española 1902	11,540	10.64	669
Serie Renfe 335 + Vagones JJ92	11,264	15.19	1103

⁽¹⁾ Curva FEM-R0.65 en la [Figura 48b](#).

El momento flector en la conexión correspondiente a las cargas permanentes (carga muerta + vía) tiene un valor de 1.32 kNm, que produce una deformación máxima (de tracción) en el punto de medición en el angular de conexión de 81 μm , correspondiente a una tensión de tracción de 16.04 MPa. Este valor de tensión se considerará como la tensión mínima constante σ_{min} en la carga cíclica de la conexión para el análisis de fatiga en la siguiente sección.

3.8. Resultados del modelo numérico local de la conexión larguero-vigueta

Con base en las deformaciones principales máximas en el angular de conexión obtenidas de los modelos numéricos locales, se calculan la tensión media σ_m y la amplitud de tensión fluctuante σ_a (Tabla 19) de acuerdo con las Ecuaciones (22) y (23), respectivamente, adoptando una tensión constante mínima $\sigma_{min} = 16.04$ MPa en la conexión correspondiente a las cargas permanentes sobre el puente. Estas combinaciones de esfuerzos σ_m - σ_a se representan en los diagramas de vida constante a fatiga de la Figura 53 para los modelos de carga del tren considerados en este estudio, para el caso de conexión no reforzada. De manera similar, las tensiones σ_m - σ_a correspondientes a la conexión reforzada con los laminados de la Tabla 11 se representan en el diagrama de vida constante a fatiga tanto para el momento flector en la conexión para el modelo de carga UIC 71 (Figura 53a) y el modelo de carga S335 (Figura 53b).

Tabla 19. Tensión media y amplitud de tensión fluctuante obtenida de los modelos locales de elementos finitos.

	UIC 71		Renfe S335		Norma española 1902	
Modelo local	σ_m (MPa)	σ_a (MPa)	σ_m (MPa)	σ_a (MPa)	σ_m (MPa)	σ_a (MPa)
Sin reforzar	150.48	134.44	117.22	101.18	74.25	58.21
Laminado L1	122.27	106.23	97.72	81.68	-	-
Laminado L2	113.46	97.42	92.27	76.23	-	-
Laminado L3	106.92	90.88	86.13	70.09	-	-

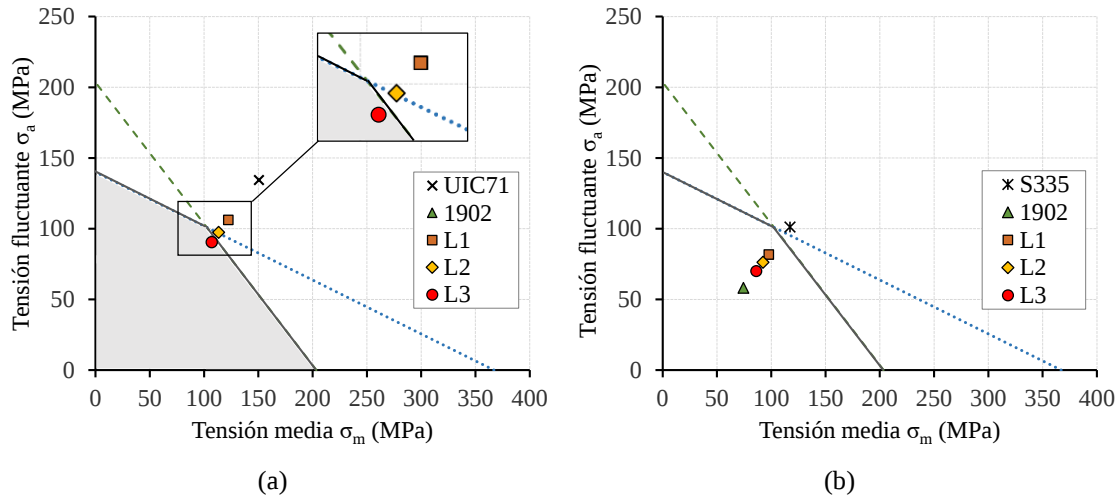


Figura 53. Diagramas de vida constante a fatiga (DVC) para los resultados del modelo local. (a) UIC 71. (b) S335.

No se representó para el modelo de carga de la Norma Española 1902 porque para el caso sin reforzar la combinación σ_m - σ_a ya se encontraba en la región segura (vida infinita a fatiga) del diagrama de vida constante a fatiga. Con base en los resultados de este análisis, la secuencia de laminación correspondiente al laminado L3 fue la que desplazó la combinación de tensión media y amplitud de tensión fluctuante dentro de la región de vida infinita a fatiga en el diagrama de vida constante a fatiga para la situación más exigente, asociada al modelo de carga UIC 71 (Figura 53a).

En el modelo local de la conexión reforzada con el Laminado L3 de PRFC, se evaluaron las tensiones principales en las diferentes capas del laminado para un momento flector de 19.50 kNm en la conexión, un 10% superior al momento flector máximo correspondiente al modelo de carga UIC 71 (17.54 kNm) para estar del lado de la seguridad (factor de seguridad de 1.10). Se obtuvo que las capas más cargadas fueron las del plano de simetría del laminado (capas orientadas a 0° en cursiva en la Tabla 11), donde se utilizó fibra de carbono CF2 más rígida. Para esta capa (la número 13 en la secuencia de laminación), las tensiones principales se presentan en la Figura 54, mostrando las tensiones de tracción en la parte inferior del ángulo de PRFC y las de compresión en la parte superior, de acuerdo con una flexión en el plano del ángulo de PRFC.

3. Resultados y Discusión

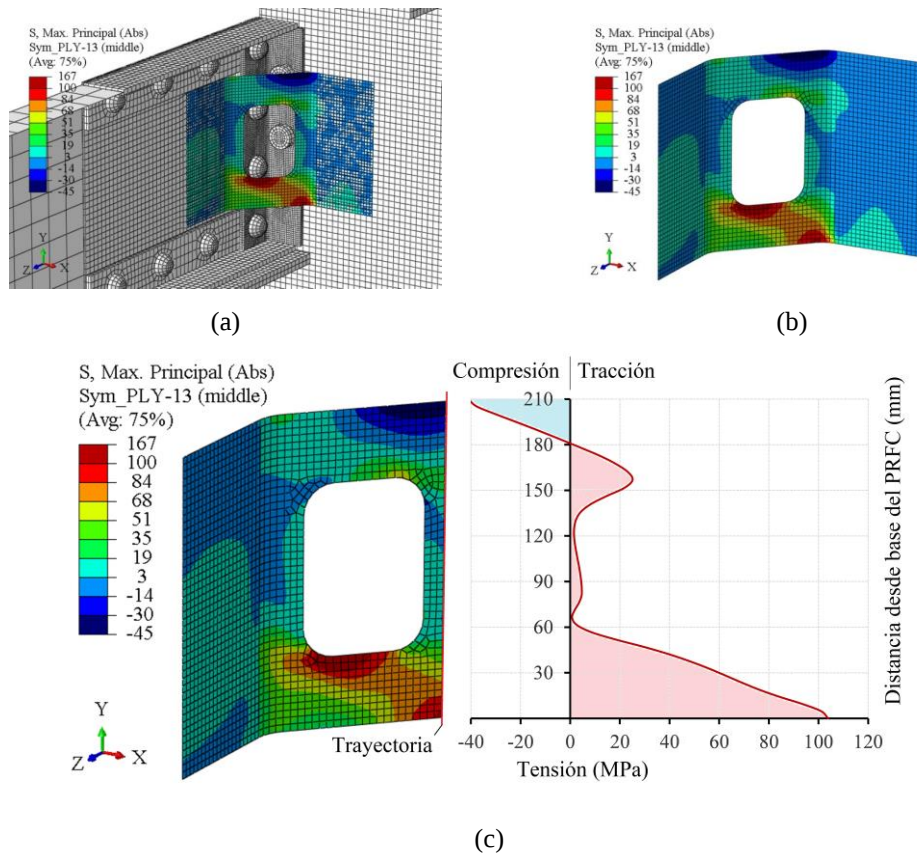


Figura 54. Tensiones principales en la capa 13 (capa a 0° en el plano de simetría) del laminado L3 para momento flector $M = 19.50$ kN en la conexión.

Para confirmar que no se produjo la iniciación del daño en ninguna capa del laminado L3 de PRFC para este momento flector de 19.50 kNm, se obtuvieron los valores de las variables relacionadas específicamente con los criterios de iniciación del daño (basados en la teoría de Hashin [107]). Estas variables tienen en cuenta cuatro mecanismos diferentes de iniciación del daño [96]: tracción en la fibra (HSNFTCRT), compresión en la fibra (HSNFCCRT), tracción en la matriz (HSNMTCRT) y compresión en la matriz (HSNMCCRT). Para las variables anteriores, un valor inferior a la unidad indica que no se ha cumplido el criterio (no se inicia el daño), mientras que un valor igual o superior a la unidad indica que se ha cumplido el criterio (inicio del daño). Los mecanismos de daño relacionados con la fibra son más propensos a ocurrir en la capa 13, mientras que los mecanismos de daño relacionados con la matriz se desarrollarían en la capa 11. A partir de los resultados de la Figura 55, se verificó que no se producirían mecanismos de iniciación del daño en ninguna capa del laminado para el momento flector máximo en la conexión correspondiente a la carga de servicio.

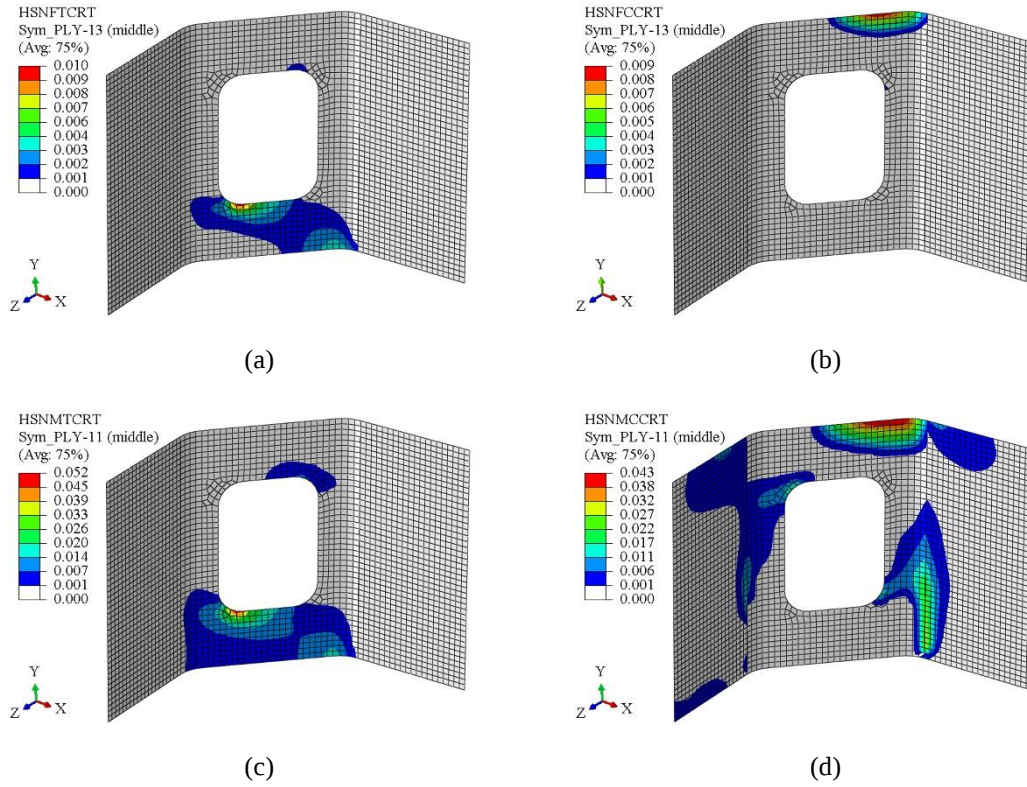


Figura 55. Valores de las variables de salida relacionadas con los criterios de iniciación del daño, en la capa más crítica en el Laminado 3 para cada mecanismo de inicio de daño, para momento flector $M = 19.50$ kN en la conexión. (a) $HSNFTCRT_{m\acute{a}x} = 0.01$, (b) $HSNFCCRT_{m\acute{a}x} = 0.01$, (c) $HSNMTCRT_{m\acute{a}x} = 0.05$, (d) $HSNMCCRT_{m\acute{a}x} = 0.04$.

3.9. Resultados experimentales de los ensayos de la conexión larguero-vigueta

Los resultados del ensayo de la conexión reforzada con PRFC se compararon con los de la no reforzada, de modo que los efectos del sistema de refuerzo mediante PRFC se puedan evaluar en términos de reducción en el nivel de deformación (Figura 56a) en el detalle propenso a fatiga (angulares de conexión roblonados) en la raíz del angular. Los gráficos muestran claramente cómo el valor de la deformación principal máxima (tracción) disminuyó en el caso de utilizar el refuerzo de PRFC, para el mismo valor de momento flector en la conexión, en comparación con el caso no reforzado. Para el valor del momento flector 17.54 kNm (correspondiente al modelo de carga UIC 71), la deformación se redujo de 1203 $\mu\epsilon$ a 957 $\mu\epsilon$ (una reducción del 20.42%), cuando se aplicó el refuerzo de PRFC. Adoptando una tensión de tracción mínima de 16.04 MPa en la raíz del angular debida a las cargas permanentes, la tensión media correspondiente σ_m y la amplitud de tensión fluctuante σ_a se calcularon de acuerdo con las Ecuaciones (22) y (23), respectivamente, tanto para el espécimen reforzado como el no reforzado, y se representaron en el diagrama de

vida constante a fatiga de la Figura 56b. Estos resultados muestran que el uso de este sistema de refuerzo de PRFC permite reducir la deformación inducida por la distorsión en los angulares de conexión de hierro pudelado, evitando la iniciación de grietas por fatiga en este detalle y, en consecuencia, aumentando la vida a fatiga de la conexión larguero-vigueta.

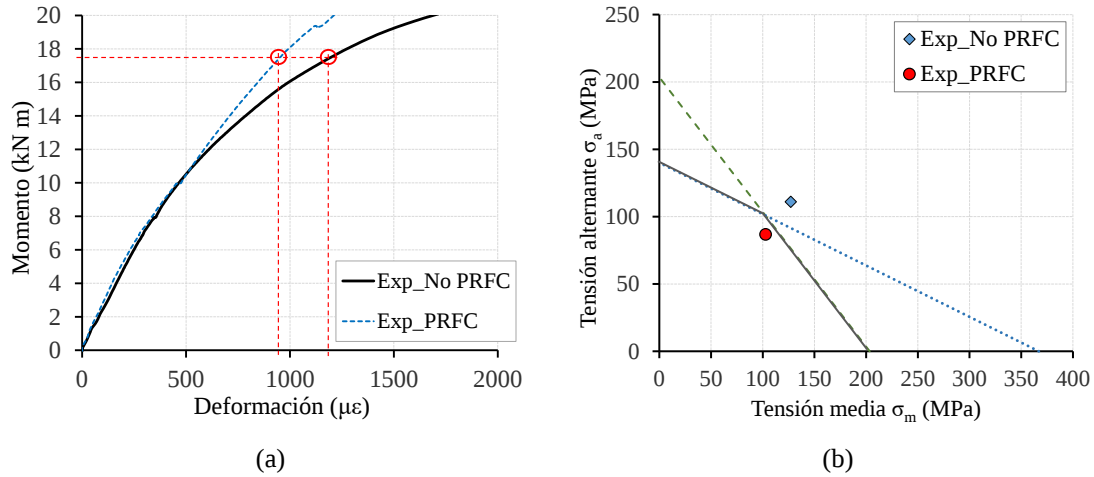


Figura 56. Comparación entre conexión reforzada y no reforzada con PRFC (ensayos experimentales).

(a) Curvas de deformación principal-momento flector. (b) Diagrama de vida constante a fatiga.

3.10. Discusión de los resultados de la evaluación del refuerzo de la conexión larguero-vigueta

Los momentos flectores máximos M_C en las conexiones larguero-vigueta, obtenidos del modelo numérico global del puente, fueron de 17.54 kNm, 10.64 kNm y 15.19 kNm para los modelos de carga del tren UIC 71, Norma Española 1902 y Renfe S335, respectivamente (Tabla 18). Para estos momentos flectores, las deformaciones principales máximas (de tracción) correspondientes que se producen en la raíz del angular (coincidentes con la ubicación de la roseta de deformación en los especímenes de ensayo), calculadas a partir del modelo local de elementos finitos de la conexión no reforzada, fueron de 1439 $\mu\epsilon$, 669 $\mu\epsilon$ y 1103 $\mu\epsilon$, respectivamente (Tabla 18). Adoptando un módulo de elasticidad en tracción de 198 GPa para los angulares de hierro pudelado (Tabla 3), estas deformaciones corresponden a tensiones de tracción máximas de 284.92 MPa, 132.46 MPa y 218.39 MPa, respectivamente. El momento flector en las conexiones larguero-vigueta atribuible a las cargas permanentes en el puente fue de 1.32 kNm, que corresponde, en el modelo local de la conexión no reforzada, a una deformación principal máxima (tracción) en el punto de medición en el angular de conexión de 81 $\mu\epsilon$, equivalente a una tensión de tracción de 16.04 MPa. Considerando este valor como la tensión mínima σ_{min} en la carga cíclica aplicada a la

conexión para el análisis de fatiga, la tensión media σ_m correspondiente y la amplitud de tensión fluctuante σ_a se calcularon de acuerdo con las Ecuaciones (22) y (23), respectivamente. De la [Tabla 19](#), para la conexión no reforzada, en el modelo local se obtuvo una tensión media de 150.48 MPa, 74.25 MPa y 117.22 MPa para los modelos de carga de tren UIC 71, Norma Española 1902 y Renfe S335, respectivamente. De manera similar, se calculó una amplitud de tensión fluctuante de 134.44 MPa, 58.21 MPa y 101.18 MPa, respectivamente, para estos mismos modelos de carga ([Tabla 19](#)). Estas combinaciones de tensión media y amplitud de tensión fluctuante se representaron en los diagramas de vida constante a fatiga (DVC) de la [Figura 53](#), observando claramente que el angular de conexión es propenso a la iniciación de grietas por fatiga para los modelos de carga UIC 71 y Renfe S335 (las combinaciones de tensiones σ_m - σ_a permanecen fuera de la región “segura” de vida infinita a fatiga). Sin embargo, para el modelo de carga de la Norma Española 1902, la combinación de tensiones σ_m - σ_a se encuentra dentro de la región segura, por lo que se esperaría una vida infinita a fatiga para este caso.

Para el diseño de un sistema de refuerzo de PRFC adecuado que pudiera desplazar estas combinaciones de tensiones desde la región de vida finita a fatiga hasta la región segura en el diagrama de vida constante a fatiga, se analizaron tres laminados de PRFC diferentes en el modelo local de elementos finitos de la conexión larguero-vigueta ([Tabla 11](#)). Para cada refuerzo de PRFC (L1, L2 y L3), se obtuvieron las deformaciones principales máximas correspondientes en la raíz del angular de hierro pudelado para los momentos flectores en la conexión para ambos modelos de carga UIC 71 (17.54 kNm) y S335 (15.19 kNm). Para el modelo de carga UIC 71, estas deformaciones fueron de 1154 $\mu\epsilon$, 1065 $\mu\epsilon$ y 999 $\mu\epsilon$ para la conexión reforzada con el laminado L1, L2 y L3, respectivamente, que se corresponden a tensiones de tracción máximas de 228.49 MPa, 210.87 MPa y 197.80 MPa, respectivamente. En el caso del modelo de carga Renfe S335, los valores de deformación fueron de 906 $\mu\epsilon$, 851 $\mu\epsilon$ y 789 $\mu\epsilon$ para la conexión reforzada con el laminado L1, L2 y L3, respectivamente, correspondiendo a tensiones de tracción máximas de 179.39 MPa, 168.50 MPa y 156.22 MPa, respectivamente. Con base en estas tensiones de tracción máximas y adoptando una tensión de tracción mínima de 16.04 MPa, se calcularon la tensión media correspondiente σ_m y la amplitud de tensión fluctuante σ_a para cada caso de refuerzo. De la [Tabla 19](#), se puede obtener que la tensión media para el modelo de carga UIC 71 disminuyó de 150.48 MPa (conexión no reforzada) a 122.27 MPa (18.75%), a 113.46 MPa (24.60%) y a 106.92 MPa (28.95%) cuando en el modelo numérico local de la conexión se consideraron los laminados L1, L2 o L3, respectivamente (conexión reforzada). Para el mismo modelo de carga, la amplitud de tensión fluctuante se redujo de 134.44 MPa (conexión no reforzada) a 106.23 MPa (20.98%), a 97.42 MPa (27.54%) y a 90.88 MPa (32.40%) para los laminados L1, L2 o L3, respectivamente. Con base en los resultados de este análisis, el laminado L3 fue el que desplazó la combinación de

tensión media y amplitud de tensión fluctuante dentro de la región de vida infinita a fatiga en el diagrama de vida constante a fatiga para la situación más exigente, asociada al modelo de carga UIC 71 (Figura 53a).

Por último, para confirmar los efectos del refuerzo de PRFC mediante el laminado L3 en la reducción de la carrera de tensiones en el detalle propenso a la fatiga de la conexión larguero-vigueta obtenida del modelo de elementos finitos, se ensayó un espécimen con largueros originales del puente de Redondela y reforzado con este laminado L3 de PRFC, y los resultados se compararon con los del espécimen no reforzado ensayado. Para un momento flector de 17.54 kNm en los especímenes ensayados (correspondiente al momento flector máximo M_C para el modelo de carga UIC 71), la deformación principal máxima de tracción en la raíz del angular se redujo de 1203 $\mu\epsilon$ a 957 $\mu\epsilon$ (reducción del 20.45%) cuando se aplicó el refuerzo de PRFC a la conexión. Con base en estas mediciones de deformación en los ensayos experimentales y adoptando una tensión de tracción mínima de 16.4 MPa (correspondiente a las cargas permanentes en el puente) se calcularon la correspondiente tensión media σ_m y amplitud de tensión fluctuante σ_a . De la Tabla 20, se puede obtener que la tensión media disminuyó de 127.12 MPa a 102.76 MPa (19.16%) y la amplitud de la tensión fluctuante se redujo de 111.08 MPa a 86.72 MPa (21.93%), para el caso de conexión reforzada con PRFC, en comparación con la conexión no reforzada ensayada. Como se muestra en la Figura 56b, esta reducción en las tensiones media y fluctuante es suficiente para desplazar la combinación de tensiones σ_m - σ_a desde la región de riesgo (vida finita a fatiga) hasta la región de vida infinita a fatiga en el diagrama de vida constante a fatiga. Estos resultados muestran que el uso de este sistema de refuerzo de PRFC permite reducir la deformación inducida por la distorsión en los angulares de conexión de hierro pudelado, evitando la iniciación de grietas por fatiga en este detalle y, en consecuencia, aumentando su vida a fatiga.

Tabla 20. Tensión media y amplitud de tensión fluctuante obtenidas de los ensayos experimentales (correspondientes al momento flector máximo M_C en la conexión para el modelo de carga UIC 71).

Especímen de ensayo	σ_m (MPa)	σ_a (MPa)
Sin reforzar	127.12	111.08
Reforzada con PRFC	102.76	86.72

Si bien la reducción de tensiones lograda en este caso particular es menor al 40% obtenido con el sistema de barras pretensadas de PRFC presentado en [38] para el refuerzo de conexiones larguero-vigueta, el sistema de refuerzo de PRFC mediante unión adhesiva propuesto en el

presente trabajo (de más fácil instalación) podría resultar en una solución prometedora para su aplicación en obra.

4. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En la **primera fase de la investigación**, relacionada con la evaluación de la influencia de la rigidez de la fibra de carbono y la ductilidad del adhesivo en uniones adhesivas entre PRFC y acero con longitudes cortas de adherencia, las conclusiones que se obtuvieron se resumen a continuación:

- En los ensayos de junta a doble banda PRFC-acero, la mayor resistencia de la unión ($P_{max} = 63.63$ kN) se obtuvo para una longitud de adherencia $L_I = 60$ mm utilizando el adhesivo EP2 (dúctil) y la fibra de carbono más rígida (FC390). Sin embargo, para el caso de uniones con adhesivo EP2, la resistencia apenas se incrementó al usar una fibra de carbono más rígida (FC 390) en comparación con la fibra menos rígida FC230. Esto podría deberse probablemente a que la longitud efectiva de adherencia L_e para esta unión sea mayor que $L_I = 60$ mm, por lo que el comportamiento dúctil del adhesivo EP2 no pudo desarrollarse por completo y no se alcanzó la máxima resistencia potencial de la unión.
- De acuerdo a los resultados experimentales, en caso de uniones con adhesivo EP1 (adhesivo frágil), resultaría conveniente utilizar una fibra de carbono más rígida (FC390) para el caso de una longitud de adherencia de $L_I = 60$ mm, no siendo así para las longitudes de adherencia más cortas ($L_I = 30$ mm). En el caso de longitudes cortas de adherencia $L_I = 30$ mm, las mayores resistencias se obtuvieron con el adhesivo EP1 y la fibra de carbono FC230 (fibra menos rígida), alcanzando una carga de rotura un 49% superior a la obtenida con la misma fibra de carbono (FC230) y adhesivo dúctil (EP2).
- El espacio disponible para unir los laminados de PRFC para reforzar el elemento metálico motivará por tanto la selección de la mejor combinación de fibra de carbono y adhesivo para obtener la mayor resistencia de la unión. Según los resultados experimentales, para las longitudes de adherencia más cortas ensayadas ($L_I = 30$ mm) es preferible utilizar adhesivo EP1 con fibra de carbono FC230, mientras que para longitudes de adherencia $L_I = 60$ mm el adhesivo dúctil EP2 con fibra de carbono FC390 podría ser la combinación más eficiente.
- En el presente trabajo, se observa generalmente que el modo de rotura no depende del tipo de fibra de carbono utilizada ni del tipo de adhesivo, sino de la longitud de adherencia de la unión adhesiva. El modo de rotura fue de tipo adhesivo (rotura en la interfaz acero-adhesivo) para $L_I = 30$ mm, siendo de tipo mixto adhesivo-cohesivo para $L_I = 60$ mm.
- Se desarrolló y calibró una fórmula basada en la mecánica de la fractura para predecir la resistencia de la unión en probetas de junta a doble banda PRFC-acero con longitudes cortas de adherencia a partir de los resultados experimentales de una extensa base de datos que incluye los resultados de los ensayos experimentales del presente trabajo. Esta fórmula se basa en la energía de fractura a cizallamiento en la interfaz de la unión G_{II} , que está

4. Conclusiones

relacionada con el espesor y la energía de deformación por tracción de la capa de adhesivo, la rigidez axial del laminado de PRFC y la longitud de adherencia de la unión.

- Los resultados de los modelos numéricos se aproximaron razonablemente a los calculados a partir de la fórmula de mecánica de la fractura para las probetas con $L_I = 60$ mm (la diferencia máxima fue de un 7% en la probeta L60-EP2-FC390). Para las probetas con longitudes de adherencia más cortas $L_I = 30$ mm se obtuvo una mayor diferencia (34% en la probeta L30-EP2-FC390), por lo que en este caso ($L_I = 30$ mm) el modelo numérico de zona cohesiva (MZC) empleado no se ajustó adecuadamente a las predicciones de la fórmula de mecánica de la fractura.
- Los modelos numéricos simulaban razonablemente bien la distribución de tensiones a lo largo del eje central del laminado de PRFC, especialmente para las probetas con $L_I = 60$ mm. Sin embargo, se observó una diferencia pronunciada entre los valores de tensión pronosticados en el modelo numérico y los medidos experimentalmente en la ubicación de la junta (G3) para las probetas ensayadas con las longitudes de adherencia más cortas $L_I = 30$ mm. Esto puede atribuirse al uso de un valor impreciso de K_{ss} (módulo de cortante G_a) del adhesivo en el modelo numérico, que para este caso de longitudes de adherencia $L_I = 30$ mm puede resultar el parámetro de control.

Para la **segunda fase de la tesis**, en cuanto al comportamiento a fatiga de la unión adhesiva en juntas a doble banda PRFC-metal con placas de hierro pudelado extraídas de un puente ferroviario roblonado del siglo XIX, las principales conclusiones serían las siguientes:

- Las propiedades particulares del hierro pudelado no parecen afectar a la resistencia estática de la unión de las juntas a doble banda, ya que en las probetas con hierro pudelado se obtuvo un valor medio de la resistencia estática de la unión comparable con los resultados en probetas de acero moderno con la misma geometría y los mismos materiales de refuerzo (PRFC y adhesivo). Además, estas propiedades particulares del hierro pudelado no influyeron en el efecto del ensayo de fatiga sobre el comportamiento de la unión entre el PRFC y las placas de hierro pudelado, incluso cuando la relación de carga fue de 0.42 (probeta F2), ya que la razón de resistencia residual es cercana a 1.00. Sin embargo, el número de ensayos realizados con hierro pudelado es limitado, por lo que se deben realizar más ensayos en el futuro para confirmar esta conclusión.
- La rigidez de las probetas de hierro pudelado que pervivieron a los 2 millones de ciclos (probetas F1 y F2) no se redujo después de la carga de fatiga, por lo que resulta esperable que no se desarrollasen grietas de fatiga en la unión adhesiva para razones de cargas por debajo de 0.42 (F2). Para la probeta ensayada bajo una razón de cargas de 0.51 (probeta F3),

se observó una clara reducción de la rigidez (47.41%) justo antes de la rotura por fatiga, atribuida al despegue repentino del PRFC.

- El modo de rotura de las juntas a doble banda con hierro pudelado sometidas a cargas de fatiga fue similar al observado en las de acero moderno: despegue en la interfaz metal/adhesivo y despegue en la interfaz PRFC/adhesivo. No se observó delaminación por esfuerzos de cizallamiento interlaminar en las placas de hierro pudelado durante ni después del ensayo a fatiga, por lo que se deduce que se podría aplicar el refuerzo de PRFC a este hierro pudelado, aunque se debería realizar una campaña experimental más extensa para confirmarlo.
- A partir de los resultados experimentales, se ha obtenido una curva de resistencia a fatiga S-N para probetas de junta a doble banda PRFC-metal, y se ha propuesto un límite de fatiga en términos de la carrera de tensión principal máxima en la capa adhesiva $\Delta\sigma_{adh}$ que podría utilizarse en las guías de diseño para este tipo de refuerzos. El límite de fatiga, definido para 2 millones de ciclos en la curva de diseño, se considera aproximadamente de $\Delta\sigma_{adh, límite} = 6.8$ MPa.

Por último, tras la evaluación numérica y experimental de un sistema de refuerzo a fatiga mediante polímeros reforzados con fibra de carbono (PRFC) para las conexiones larguero-vigueta de un puente ferroviario roblonado construido con hierro pudelado a finales del siglo XIX en España, llevado a cabo en la **tercera fase de la tesis**, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Con base en el análisis numérico local de la conexión larguero-vigueta del puente de Redondela, se observó que la deformación principal máxima (de tracción) que típicamente produce la iniciación de la grieta por fatiga en estos detalles constructivos, se producía en la región de la raíz del angular de conexión y estaba orientada transversalmente a la dirección de laminación del angular de hierro pudelado. Este mismo resultado también se comprobó experimentalmente durante el ensayo de la conexión a partir de las medidas de deformación de las galgas extensiométricas.
- A partir del análisis numérico de las deformaciones a través del espesor del angular de hierro pudelado, se confirmó que las mayores deformaciones de tracción se desarrollaban en la cara exterior del angular (donde se instaló la roseta de deformación en los especímenes de ensayo en laboratorio), mientras que la cara interior del angular (en contacto con el alma del larguero) permaneció en compresión. Se descubrió que esta flexión fuera del plano en el ala del angular, típica en este tipo de conexiones, resulta ser la causa del desarrollo de deformaciones de tracción elevadas en la cara exterior del angular de conexión cerca de la raíz, lo que podría conducir a la formación de grietas por fatiga bajo cargas cíclicas.

4. Conclusiones

- El uso de un modelo constitutivo elastoplástico con meseta de fluencia y endurecimiento por deformación isótropo para la definición de los materiales metálicos de la conexión larguero-vigueta, junto con la utilización del modelo de plasticidad anisótropa de Hill, permitió aproximar el comportamiento no lineal “momento-rotación” y “momento-deformación principal máxima en el angular” en el modelo numérico local de la conexión a los resultados experimentales, para un valor de la razón de límites elásticos de $R_{ij} = 0.65$ en la dirección trasnversal a la dirección de laminación.
- El análisis de los modelos numéricos global (del puente) y local (de la conexión) bajo el efecto de las cargas del tren UIC 71 y Renfe S335 mostró que los angulares de conexión eran propensos a la iniciación de grietas por fatiga cerca de la raíz del angular. Los resultados del análisis confirmaron este hecho, puesto que la combinación de la tensión media y la amplitud de la tensión fluctuante en la raíz del angular (150.48 MPa y 134.44 MPa, respectivamente, para la carga del tren UIC71 y 117.22 MPa y 101.18 MPa, respectivamente, para la carga del tren Renfe S335) permanecieron fuera de la región segura (vida infinita a fatiga) delimitada por el criterio de rotura por fatiga de Goodman modificado en el diagrama de vida constante a fatiga.
- Los resultados del modelo local de elementos finitos de la conexión reforzada con PRFC confirmaron que el diseño del refuerzo a fatiga con el Laminado 3 permitía reducir las tensiones medias y fluctuantes en un 28.95% y 32.40%, respectivamente, en comparación con la conexión no reforzada, lo que supone que la combinación de esfuerzos σ_m - σ_a podría desplazarse hasta la región segura (vida infinita a fatiga) en el diagrama de vida constante a fatiga.
- Con base en los criterios de Hashin para el inicio del daño en polímeros reforzados con fibra, implementados en el modelo local de elementos finitos de la conexión, se verificó que no se producían mecanismos de iniciación del daño en el PRFC para el momento flector máximo en la conexión correspondiente a la carga de servicio en el puente.
- El estudio de investigación realizado confirmó que el uso de laminados de PRFC unidos mediante adhesivo resulta ser un sistema de refuerzo eficaz para reducir el nivel tensional en la región de la raíz de los angulares de conexión de hierro pudelado (donde las grietas por fatiga son propensas a iniciarse) y, en consecuencia, podría aumentar la vida a fatiga de la conexión larguero-vigueta. Los resultados experimentales de los ensayos de especímenes de conexión larguero-vigueta mostraron una reducción del 20% en la deformación principal máxima en la raíz del angular, en sintonía con los resultados del análisis numérico.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Como continuación del trabajo desarrollado durante esta tesis doctoral, se proponen las siguientes posibles futuras líneas de investigación:

- Evaluación experimental del comportamiento a fatiga de la conexión larguero-vigueta reforzada con el sistema de ángulos de PRFC diseñados en esta tesis para determinar la vida a fatiga de la unión adhesiva PRFC-metal.
- Instalación del refuerzo mediante ángulos de PRFC en un puente ferroviario en servicio, y monitorización del comportamiento de la conexión larguero-vigueta reforzada al paso de los trenes, comparando conexiones no reforzadas y reforzadas en el puente para evaluar los efectos del refuerzo en una estructura real en servicio.
- Estudio de la durabilidad a largo plazo del sistema de refuerzo propuesto bajo condiciones ambientales de humedad y temperatura representativas.
- Campaña experimental más extensa sobre el comportamiento de la unión adhesiva entre el PRFC y el hierro pudelado, utilizando muestras de material extraídas de diferentes puentes metálicos y de diferentes épocas de construcción, con el objetivo de proporcionar una mayor base de datos que permita obtener una estimación más precisa de la resistencia a fatiga de las juntas a doble banda PRFC-metal con hierro pudelado.

5. REFERENCIAS

1. I. Olofsson, L. Elfgren, B. Bell, B. Paulsson, E. Niederleithinger, J. Sandager Jensen, G. Feltrin, B. Täljsten, C. Cremona, R. Kiviluoma & J. Bien (2005). Assessment of European railway bridges for future traffic demands and longer lives – EC project “Sustainable Bridges”. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1:2, 93-100. DOI: <https://doi.org/10.1080/15732470412331289396>.
2. Ghafoori, E., Hosseini, A., Al-Mahaidi, R., Zhao, X. L., & Motavalli, M. (2018). Prestressed CFRP-strengthening and long-term wireless monitoring of an old roadway metallic bridge. *Engineering Structures*, 176, 585-605. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.042>.
3. Fisher, J.W.; Yen, B.T.; Wang, D. Fatigue and Fracture Evaluation for Rating Riveted Bridges; Transportation Research Record 302; Transportation Research Board: Washington, DC, USA, 1987; pp. 25–35. https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_302.pdf.
4. Wang, D. Fatigue Behaviour of Mechanically Fastened Double-Angle Shear Connections in Steel Bridges. Ph.D. Thesis, Lehigh University, Bethlehem, PA, USA, 1990.
5. Al-Emrani, M. Fatigue Performance of Stringer-to-Floor-Beam Connections in Riveted Railway Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 2005, 10, 179–185. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2005\)10:2\(179\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2005)10:2(179)).
6. Imam, B.M.; Righiniotis, T.D.; Chryssanthopoulos, M.K. Numerical modelling of riveted railway bridge connections for fatigue evaluation. *Eng. Struct.* 2007, 29, 3071–3081. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.02.011>.
7. Robert J. Dexter and Justin M. Ocel. Manual for repair and retrofit of fatigue cracks in steel bridges. FHWA Publication No. FHWA-IF-13-020. March 2013. <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/pubs/hif13020/hif13020.pdf>.
8. Pipinato, A., Pellegrino, C. and Modena, C. Fatigue Behaviour of Steel Bridge Joints Strengthened with FRP Laminates. *Modern Applied Science*; Vol. 6, No. 10; 2012. <https://www.ccsenet.org/journal/index.php/mas/article/view/20505>.
9. Hollaway LC, Cadei J. Progress in the technique of upgrading metallic structures with advanced polymer composites. *Prog Struct Mat Eng* 2002; 4 (2):131–148. <https://doi.org/10.1002/pse.112>.
10. Cadei JMC, Stratford TJ, Hollaway LC, Duckett WH. C595 -Strengthening metallic structures using externally bonded fibre-reinforced composites. London: CIRIA; 2004.
11. Zhao XL, Zhang L. State of the art review on FRP strengthened steel structures. *Eng Struct* 2007; 29 (8):1808–23. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.10.006>.

12. Schnerch D., Dawood M., Rizkalla S., Sumner E. Proposed design guidelines for strengthening of steel bridges with FRP materials. *Construction and Building Materials*, 2007; 21 (5):1001–1010. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.03.003>.
13. Hosseini A., Ghafoori E., Al-Mahaidi R., Zhao X.L., Motavalli M. Strengthening of a 19th-century roadway metallic bridge using nonprestressed bonded and prestressed unbonded CFRP plates. *Construction and Building Materials*, 209 (2019), 240–259. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.095>.
14. Ghafoori E., Motavalli M., Nussbaumer A., Herwig A., Prinz G.S., Fontana M. Design criterion for fatigue strengthening of riveted beams in a 120-year-old railway metallic bridge using pre-stressed CFRP plates. *Composites Part B*, 2015, Volume 68, p. 1-13. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.08.026>.
15. Teng, J.G., Yu, T., and Fernando, D. 2012. Strengthening of steel structures with FRP composites. *Journal of Constructional Steel Research*, 78, 131-143. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.06.011>.
16. Fawzia, S. 2013. Evaluation of shear stress and slip relationship of composite lap joints. *Composite Structures*, 100, pp. 548-553. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.12.027>.
17. Yu, T., Fernando, D., Teng, J.G., and Zhao, X.L. 2012. Experimental study on CFRP-to-steel bonded interfaces. *Composites Part B: Engineering*, 43 (5), 2279-2289. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.01.024>.
18. Y. Yu. Static and Cyclic Behavior of Steel Beams Retrofitted with Fiber Reinforced Polymer Laminates. PhD thesis, Nanyang Technological University, Singapore, 2008. <https://hdl.handle.net/10356/14580>.
19. Bocciarelli, M., Colombi, P., Fava, G. et al. Interaction of interface delamination and plasticity in tensile steel members reinforced by CFRP plates. *Int J Fract* 146, 79–92 (2007). <https://doi.org/10.1007/s10704-007-9144-8>.
20. Colombi, P. and Poggi, C. 2006. Strengthening of tensile steel members and bolted joints using adhesively bonded CFRP plates. *Construction and Building Materials*, 20 (1-2), pp. 22-33. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.06.042>.
21. A. Shaat, D. Schnerch, A. Fam, S. Rizkalla. Retrofit of Steel Structures Using Fiber Reinforced Polymers (FRP): State-of-the-Art. Transportation Research Board (TRB) Annual Meeting, DC, USA Washington, 2004.

-
22. Jones SC, Civjan SA. Application of fibre reinforced polymer overlays to extend steel fatigue life. *Journal of Composites for Constructuon*, 2003; 7 (4): 331–8. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2003\)7:4\(331\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:4(331)).
23. Deng J, Lee MMK. Fatigue performance of metallic beam strengthened with a bonded CFRP plate. *Compos. Struct.* 2007; 78:222–31. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2005.09.003>.
24. Taljsten B, Hansen CS, Schmidt JW. Strengthening old metallic structures in fatigue with prestressed and non-prestressed laminates. *Constr Build Mater* 2009; 23:1665–77. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.08.001>.
25. E. Lepretre, S. Chataigner, L. Dieng, L. Gaillet. Fatigue strengthening of cracked steel plates with CFRP laminates in the case of old steel material. *Construction and Building Materials* 174 (2018) 421–432. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.063>.
26. Thomas Jollivet, Catherine Peyrac, Fabien Lefebvre. Damage of composite materials. *Procedia Engineering*, 66 (2013), 746- 758. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.12.128>.
27. Moy, S.s.J. (2014). Strengthening of historic metallic structures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. In book: Rehabilitation of Metallic Civil Infrastructure Using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites, pp.406-429. DOI: <https://doi.org/10.1533/9780857096654.4.406>.
28. Bocciarelli, M.; Colombi, P.; Fava, G.; Poggi, C. Fatigue performance of tensile steel members strengthened with CFRP plates. *Compos. Struct.* 2009, 87, 334–343. ISSN 0263-8223. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2008.02.004>.
29. Chataigner, S.; Benzarti, K.; Forêt, G.; Caron, J.F.; Gemignani, G.; Brugiolo, M.; Calderon, I.; Pinero, I.; Birtel, V.; Lehman, F. Lehmann. Design and testing of an adhesively bonded CFRP strengthening system for steel structures. *Eng. Struct.* 2018, 177, 556–565. ISSN 0141-0296, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.004>.
30. Tavakkolizadeh, M.; Saadatmanesh, H. Fatigue strength of steel girders strengthened with carbon fiber reinforced polymer patch. *J. Struct. Eng.* 2003, 129, 186–196. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:2\(186\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(186)).
31. Dawood, M.; Rizkalla, S.; Sumner, E. Fatigue and overloading behavior of steel-concrete composite flexural members strengthened with high modulus CFRP materials. *J. Compos. Constr.* 2007, 11, 659–669. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2007\)11:6\(659\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:6(659)).

32. Kim, Y.J.; Harries, K.A. Fatigue behavior of damaged steel beams repaired with CFRP strips. *Eng. Struct.* 2011, 33, 1491–1502. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.01.019>.
33. Ghafoori, E.; Motavalli, M.; Botsis, J.; Herwig, A.; Galli, M. Fatigue strengthening of damaged metallic beams using prestressed unbonded and bonded CFRP plates. *Int. J. Fatigue* 2012, 44, 303–315. ISSN 0142-1123. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2012.03.006>.
34. Zhao, X.L. FRP-Strengthened Metallic Structures; Taylor and Francis: Boca Raton, FL, USA, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1201/b15548>.
35. Karbhari, V.M. Rehabilitation of Metallic Civil Infrastructure Using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites; Woodhead Publishing, Cambridge, UK; 2014.
36. FASSTBRIDGE Project: Fast and Effective Solution for Steel Bridges Life-time Extension (<https://fasstbridge.eu>).
37. Chataigner, S.; Wahbeh, M.; Garcia-Sanchez, D.; Benzarti, K.; Birtel, V.; Fischer, M.; Sopena, L.; Boundouki, R.; Lehmann, F.; Martín, E.; et al. Fatigue Strengthening of Steel Bridges with Adhesively Bonded CFRP Laminates: Case Study. *J. Compos. Constr.* 2020, 24, 05020002. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001014](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001014).
38. Heydarinouri, H.; Motavalli, M.; Nussbaumer, A.; Ghafoori, E. Development of Mechanical Strengthening System for Bridge Connections Using Prestressed CFRP Rods. *J. Struct. Eng.* 2021, 147. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002923](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002923).
39. Al-Mosawe, A., Al-Mahaidi, R. and Zhao, X.L. 2016. Bond behaviour between CFRP laminates and steel members under different loading rates. *Composite Structures*, 148, pp. 236-251. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.04.002>.
40. Y.J. Kim, J. LaBere, I. Yoshitake. Hybrid epoxy-silyl modified polymer adhesives for CFRP sheets bonded to a steel substrate. *Compos. Part B*, 51 (2013), 233–245. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.03.026>.
41. S.P. Chiew, Y. Yu, C.K. Lee. Bond failure of steel beams strengthened with FRP laminates – Part 1: Model development. *Compos. Part B*, 42 (2011), 1114–1121. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2011.02.015>.
42. Fawzia, S., Zhao, X.L., and Al-Mahaidi, R. 2010. Bond-slip models for double strap joints strengthened by CFRP. *Composite Structures*, 92(9), pp. 2137-2145. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2009.09.042>.

-
43. Fawzia, S., Al-Mahaidi, R., and Zhao, X.L. 2006. Experimental and finite element analysis of a double strap joint between steel plates and normal modulus CFRP. *Composite Structures*, 75(1-4), 156-162. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2006.04.038>.
44. Adams RD, Mallick V. A method for the stress analysis of lap joints. *The Journal of Adhesion* 1992; 38 (3-4): 199-217. DOI: <https://doi.org/10.1080/00218469208030455>.
45. Silva, L.F.M.; Neves, P.; Adams, R.; Wang, A. and Spelt, J. (2009). Analytical models of adhesively bonded joints-Part II: Comparative study. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 29(3):331-341. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2008.06.007>.
46. Raul D. S. G. Campilho. Strength Prediction of Adhesively-Bonded Joints. CRC Press. 2017.
47. Hart-Smith L. Adhesive-bonded double-lap joints. In: Technical report, National Aeronautics and Space Administration CR-112235: Washington DC, USA; 1973.
48. A. Lam, J.J.R. Cheng, M.C.H. Yam, G.D. Kennedy. Repair of steel structures by bonded carbon fiber reinforced polymer patching: experimental and numerical study of carbon fiber reinforced polymer. *Can. J. Civ. Eng.* 34. (2007) 1542–1553. DOI: <https://doi.org/10.1139/L07-074>.
49. Wu, C., Zhao, X.L., Duan, W.H. and Al-Mahaidi, R. Bond characteristics between ultra-high modulus CFRP laminates and steel. *Thin-Walled Structures*, 51 (2012), 147–157. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2011.10.010>.
50. Fawzia, S., Zhao, X.L., Al-Mahaidi, R. and Rizkalla, S. 2005. Bond characteristics between CFRP and steel plates in double strap joints. *Advanced Steel Construction*, 1(2), pp. 17-27.
51. Peiris, N. 2011. Steel beams strengthened with Ultra High Modulus CFRP laminates. PhD thesis, College of Engineering at the University of Kentucky, Lexington, Kentucky. https://uknowledge.uky.edu/gradschool_diss/204.
52. Al-Mosawe, A., Al-Mahaidi, R. and Zhao, X.L. Effect of CFRP properties on the bond characteristics between steel and CFRP laminate under quasi-static loading. *Construction and Building Materials*, 98 (2015), 489–501. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.130>
53. H. Al-Zubaidy, R. Al-Mahaidi, X.L. Zhao. Experimental investigation of bond characteristics between CFRP fabrics and steel plate joints under impact tensile loads. *Compos. Struct.* 94 (2012) 510–518. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2011.08.018>.

54. Fernando, D., Yu, T. and Teng, J. G. 2014. Behavior of CFRP Laminates Bonded to a Steel Substrate Using a Ductile Adhesive. *Journal of Composites for Construction*, 18(2), 04013040. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000439](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000439).
55. Schnersch, D., Dawood, M., Rizkalla, S., Sumner, E. and Stanford, K. 2006. Bond behavior of CFRP Strengthened Steel Structures. *Advances in Structural Engineering*, 9 (6), 805-817. DOI: <https://doi.org/10.1260/136943306779369464>.
56. Ghafoori, E.; Motavalli, M.; Zhao, X.L.; Nussbaumer, A.; Fontana, M. Fatigue design criteria for strengthening metallic beams with bonded CFRP plates. *Eng. Struct.* 2015, 101, 542–557. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.048>.
57. Jimenez-Vicaria, J. David, G. Pulido, M. Dolores and Castro-Fresno, Daniel. Evaluation of the bond behaviour in CFRP-steel double-strap joints. In: Proceedings of the 7th Euro-American Congress on Construction Pathology, Rehabilitation Technology and Heritage Management, REHABEND 2018, Caceres, Spain.
58. Fernando, D., Teng, J. G., Yu, T. and Zhao, X. L. 2013. Preparation and Characterization of Steel Surfaces for Adhesive Bonding. *Journal of Composites for Construction*, 17(6), 04013012. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000387](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000387).
59. M. Bocciarelli, P. Colombi, G. Fava, C. Poggi. Prediction of debonding strength of tensile steel/CFRP joints using fracture mechanics and stress based criteria. *Eng. Frac. Mech.* 76 (2009) 299-313. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2008.10.005>.
60. Xia, S.H., and Teng, J.G. 2005. Behavior of FRP-to-steel bond joints. In Proceedings of International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), Hong Kong, December, pp. 419-426.
61. Fernando ND. Bond behaviour and debonding failures in CFRP-strengthened steel members. PhD Thesis, The Hong Kong Polytechnic University. Hong Kong, China; 2010. <https://theses.lib.polyu.edu.hk/handle/200/5885>.
62. P. Cornetti, V. Mantič, A. Carpinteri. Finite Fracture Mechanics at elastic interfaces. *International Journal of Solids and Structures*. Volume 49, Issues 7–8, April 2012, Pages 1022-1032. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2012.01.002>.
63. Baltasar Pérez, N. Análisis mediante elementos finitos de uniones adhesivas en materiales metálicos y compuestos. Universidad Politécnica de Valencia, Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño. Septiembre 2016. <http://hdl.handle.net/10251/72582>.

-
64. Teng, J.G., Fernando, D. and Yu, T. 2015. Finite element modelling of debonding failures in steel beams flexurally strengthened with CFRP laminates. *Engineering Structures*, 86, 213-224. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.003>.
65. De Lorenzis, L., Fernando, D., and Teng, J.G. 2013. Coupled mixed-mode cohesive zone modeling of interfacial stresses in plated beams. *International Journal of Solids and Structures*, 50 (14-15), 2477-2494. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2013.03.035>.
66. R.D.S.G. Campilho, M.D. Banea, A.M.G. Pinto, L.F.M. da Silva, A.M.P. de Jesus. Strength prediction of single- and double-lap joints by standard and extended finite element modelling. *International Journal of Adhesion & Adhesives*, 31 (2011), 363–372. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2010.09.008>.
67. R.D.S.G. Campilho, de Moura MFSE, Pinto AMG, Morais JLL, Domingues JJMS. Modelling the tensile fracture behaviour of CFRP scarf repairs. *Composites: Part B-Engineering* 2009; 40: 149-57. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2008.10.008>.
68. Eurocode 3 – Design of Steel Structures – Part 1–9: Fatigue. European Committee for Standardization (CEN); 2005.
69. UNE-EN 6892-1. Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature.
70. UNE-EN ISO 148. Metallic materials - Charpy pendulum impact test.
71. Lacalle, R., Álvarez, J.A., Ferreño, D. et al. Influence of the Flame Straightening Process on Microstructural, Mechanical and Fracture Properties of S235 JR, S460 ML and S690 QL Structural Steels. *Experimental Mechanics*, 53, 893–909 (2013). DOI: <https://doi.org/10.1007/s11340-013-9723-8>.
72. UNE-EN 10025-2. Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels.
73. Pierluigi Colombi, Giulia Fava. Fatigue behaviour of tensile steel/CFRP joints. *Composite Structures*, 94 (2012) 2407–2417. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.03.001>.
74. Thay, V., Nakamura H. and S. Tezuka. Evaluation of fatigue durability of adhesively bonded joints between steel plate and CFRP laminates. Proceedings of the Eighth International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering, CICE 2016, Hong Kong, China.

75. H.B. Liu, X.L. Zhao and R. Al-Mahaidi. The effect of fatigue loading on bond strength of CFRP bonded steel plate joints. In: Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005).
76. Matta, F.; Karbhari, Vistasp M.; and Vitaliani, Renato. Tensile Response of Steel/CFRP Adhesive Bonds for the Rehabilitation of Civil Structures. *Structural and Engineering Mechanics*, Vol. 20, No. 5 (2005) 589-608. DOI: <https://doi.org/10.12989/sem.2005.20.5.589>.
77. H. B. Liu, X. L. Zhao and Al-Mahaidi. Effect of fatigue loading on bond strength between CFRP sheets and steel plates. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, Vol. 10, No. 1 (2010) 1-20. DOI: <https://doi.org/10.1142/S0219455410003348>.
78. Wu C, Zhao XL, Chiu WK, Al-Mahaidi R, Duan WH. Effect of fatigue loading on the bond behaviour between UHM CFRP plates and steel plates. *Composites Part B: Engineering*, 2013; Vol. 50; p.p. 344–53. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.02.040>.
79. H. Jiao, H., Phan, H.B. and Zhao, X.L. Fatigue Behaviour of Steel Elements Strengthened with Stand CFRP Sheets. *Advances in Structural Engineering*, Vol. 17 No. 12, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1260/1369-4332.17.12.1719>.
80. D. Borrie, H.B. Liu, X.L. Zhao, R.K. Singh Raman, Y. Bai. Bond durability of fatigued CFRP-steel double-lap joints pre-exposed to marine environment. *Composite Structures* 131 (2015) 799–809. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.06.021>.
81. Qian-Qian Yu, Rui-Xin Gao, Xiang-Lin Gu, Xiao-Ling Zhao, Tao Chen. Bond behavior of CFRP-steel double-lap joints exposed to marine atmosphere and fatigue loading. *Engineering Structures* 175 (2018) 76–85. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.012>.
82. Zhang, L., Cao, S. and Tao, X. Experimental Study on Interfacial Bond Behavior between CFRP Sheets and Steel Plates under Fatigue Loading. *Materials* 2019, 12, 377. DOI: <https://doi.org/10.3390/ma12030377>.
83. Proyecto de la parte metálica del viaducto de Redondela y de aumento en las fábricas en la línea de Monforte a Vigo. Signatura C-1173-002. In: *Archivo Histórico Ferroviario del Museo del Ferrocarril de Madrid*; Compañía de los Ferrocarriles de Medina del Campo a Zamora y de Orense a Vigo; Vigo (Spain), April 1884.
84. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000 Version 20; Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA, USA; 2017.

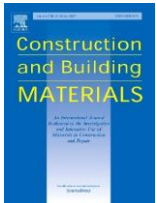
-
85. Ermopoulos, J.; Spyrakos, C. Validated analysis and strengthening of a 19th century railway bridge. *Eng. Struct.* 2006, 28, 783–792. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.10.006>.
86. Brencich, A.; Gambarotta, L. Assessment procedure and rehabilitation of riveted railway girders: The Campasso Bridge. *Engineering Structures*, 2009, 31, 224–239. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.07.007>.
87. Ghafoori, E.; Prinz, G.; Mayor, E.; Nussbaumer, A.; Motavalli, M.; Herwig, A.; Fontana, M. Finite Element Analysis for Fatigue Damage Reduction in Metallic Riveted Bridges Using Pre-Stressed CFRP Plates. *Polymers* 2014, 6, 1096–1118. <https://doi.org/10.3390/polym6041096>.
88. EN 1991-2. Eurocode 1: Action on Structures—Part 2-Load on Bridges; Comité Européen de Normalisation (CEN): Brussels, Belgium, 2005.
89. Pipinato, A.; Pellegrino, C.; Modena, C. Fatigue Damage Estimation in Existing Railway Steel Bridges by Detailed Loading History Analysis. *ISRN Civ. Eng.* 2012, 2012, 231674. DOI: <https://doi.org/10.5402/2012/231674>.
90. Rauert, T.; Hoffmeister, B. Fatigue Verification of a Composite Railway Bridge Detail Based on Testing. *Procedia Eng.* 2011, 14, 1855–1862. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.233>.
91. Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos. *Gac. Madr. Num.* 1902, 156, 999–1003.
92. Ariñez Bruna, O. Puentes Metálicos Ferroviarios de Aragón y su Entorno. Visión Histórica y Estructural. Ph.D. Thesis, University of Zaragoza, Zaragoza, Spain, 2016. (In Spanish)
93. ISO 898-1:2013. Mechanical Properties of Fasteners Made of Carbon Steel and Alloy Steel—Part 1: Bolts, Screws and Studs with Specified Property Classes—Coarse Thread and Fine Pitch Thread; ISO-International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland; 2013.
94. Guyer, R.C.; Laman, J.A. Distortion-induced stress investigation of double angle stringer-to-floorbeam connections in railroad bridges. *Eng. Struct.* 2012, 38, 104–112. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.01.007>.
95. Bursi, O.S.; Jaspart, J.P. Basic issues in the finite element simulation of extended end plate connections. *Comput. Struct.* 1998, 69, 361–382. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(98\)00136-9](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(98)00136-9).
96. Abaqus Analysis User's Guide Version 6.13; Dassault Systèmes Simulia Corp.: Providence, RI, USA, 2013.

-
97. Guyer, R.C. Distortion-Induced Fatigue Investigation of Double Angle Stringer-To-Floorbeam Connections. Master's Thesis. The Graduate School College of Engineering, The Pennsylvania State University, University Park, PA, USA; 2010. https://etda.libraries.psu.edu/files/final_submissions/5100.
98. Al-Emrani, M.; Kliger, R. FE analysis of stringer-to-floor-beam connections in riveted railway bridges. *J. Constr. Steel Res.* 2003, 59, 803–818. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(02\)00114-1](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(02)00114-1).
99. Yun, X.; Gardner, L. Stress-strain curves for hot-rolled steels. *J. Constr. Steel Res.* 2017, 133, 36–46. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.01.024>.
100. Hu, Y.; Davison, J.; Burgess, I.; Plank, R. Multi-Scale Modelling of Flexible End Plate Connections under Fire Conditions. *Open Constr. Build. Technol. J.* 2010, 4, 88–104.
101. Kamaya, M. Ramberg–Osgood type stress–strain curve estimation using yield and ultimate strengths for failure assessments. *Int. J. Press. Vessel. Pip.* 2016, 137, 1–12. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijpvp.2015.04.001>.
102. Kontolati, K. Numerical investigation of weak axis I profile connections. In 9th Hellenic National Conference on Steel Structures; Larisa, Greece, 5-7 October 2017. Steel Structures Research Society (SSRS). Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens.
103. O'Sullivan, M.; Swailes, T. A Study of Historical Test Data for Better Informed Assessment of Wrought Iron Structures. *Int. J. Archit. Herit.* 2009, 3, 260–275. DOI: <https://doi.org/10.1080/15583050902802337>.
104. Moy, S.S.J.; Clarke, H.W.J.; Bright, S.R. The engineering properties of Victorian structural wrought iron. *Proc. Inst. Civ. Eng. Constr. Mater.* 2009, 162, 1–10. DOI: <https://doi.org/10.1680/coma.2009.162.1.1>.
105. Kelton, S.L.; Arwade, S.R.; Lutenege, A.J. Variability of the Mechanical Properties of Wrought Iron from Historic American Truss Bridges. *J. Mater. Civ. Eng.* 2011, 23, 638–647. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000220](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000220).
106. Sendekyj, G.P. Constant life diagrams—A historical review. *Int. J. Fatigue* 2001, 23, 347–353. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0142-1123\(00\)00077-3](https://doi.org/10.1016/S0142-1123(00)00077-3).
107. Hashin, Z. Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites. *J. Appl. Mech.* 1980, 47, 329–334. DOI: <https://doi.org/10.1115/1.3153664>.

108. Barbero, E.J. *Introduction to Composite Materials Design*; Taylor and Francis: Philadelphia, PA, USA, 1999.
109. Andrzej Komorek, Zenon Komorek, Aneta Krzyzak, Pawel Przybylek, Robert Szczepaniak. Impact of Frequency of Load Changes in Fatigue Tests on the Temperature of the Modified Polymer. *Int J Thermophys* (2017) 38:128. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10765-017-2254-2>.
110. Sheriff O. Olajide, Benedicta D. Arhatari. Progress on interacting fatigue, creep & hysteretic heating in polymer adhesively bonded composite joints. *Int. Journal of Fatigue*, Volume 98, 2017, Pages 68-80, ISSN 0142-1123. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2017.01.021>.

6. ARTÍCULOS PUBLICADOS

6.1. Artículo N°1

Título	Influence of carbon fibre stiffness and adhesive ductility on CFRP-steel adhesive joints with short bond lengths	
Autores	J. David Jiménez-Vicaria	GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, 39005 Santander (Spain); Centro Tecnológico ACCIONA Construcción, 28108 Alcobendas (Spain)
	M. Dolores G. Pulido	Instituto CC Eduardo Torroja – CSIC, 28033 Madrid (Spain)
	Daniel Castro-Fresno	GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, 39005 Santander (Spain)
Revista 	Construction and Building Materials Editorial: Elsevier SCI LTD	
	Volumen	260
	Nº Artículo	119758
	DOI	https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119758
	Fecha de aceptación	30 mayo 2020
	Fecha de publicación online	27 junio 2020
Indicadores de calidad	Factor impacto JCR (2019)	4.419
	Categorías y posición (2019)	Construction and Building Technology (10/63) – Q1 Engineering, Civil (11/134) – Q1 Materials Science, Multidisciplinary (86/314) – Q2
	Citas (Octubre 2021)	Web of Science: 3; Google Scholar: 3

Author's post-print: J. David Jimenez-Vicaria, M. Dolores G. Pulido, Daniel Castro-Fresno. "Influence of carbon fibre stiffness and adhesive ductility on CFRP-steel adhesive joints with short bond lengths". *Construction and Building Materials*, 260 (2020), 119758. ISSN: 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119758>.

Influence of carbon fibre stiffness and adhesive ductility on CFRP-steel adhesive joints with short bond lengths

J. David Jimenez-Vicaria^{1,2,*}, M. Dolores G. Pulido³ and Daniel Castro-Fresno²

¹ Centro Tecnológico ACCIONA Construcción, Valportillo Segunda 8, 28108 Alcobendas (Spain)

* Corresponding author: josedavid.jimenez.vicaria@acciona.com

² GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, Avda. de los Castros 44, 39005 Santander (Spain); jose-david.jimenez@alumnos.unican.es (J.D.J.-V.); castrod@unican.es (D.C.-F.)

³ Instituto CC Eduardo Torroja – CSIC, Serrano Galvache 4, 28033 Madrid (Spain); dpulido@ietcc.csic.es

Abstract

The use of adhesively-bonded CFRP laminates is a promising technique to strengthen steel structures that have been deteriorated due to corrosion, ageing or increasing loads, as in the case of old metallic riveted bridges. But the relatively short available space between rivets requires the use of adhesively-bonded CFRP laminates with short bond lengths, which needs to be deeply studied as most previous research works have focused on large bond lengths. To study the bond behaviour between CFRP laminates and steel plates in such strengthened structures, a series of tests has been carried out in double-strap joints under tensile loading, evaluating the influence of CFRP stiffness and adhesive ductility on the strength and failure mode of short bond length adhesive joints. Based on the experimental results of the present work, together with a large database collected from literature, a fracture-mechanics model based on interfacial fracture energy in shear G_{II} is calibrated, and a simple expression is developed to be used in design for the strength prediction of such adhesive joints. Finally, double-strap joint specimens are simulated using cohesive zone models (CZM) for the adhesive layers, and the results are compared to the analytical model and experimental tests.

Keywords: Carbon fibre reinforced polymer; CFRP-steel adhesive joints; Mechanical testing; Fracture mechanics; Finite element analysis; cohesive zone models.

1. Introduction

Old metallic railway bridges are subject to a large number of cyclic high loads during their service life, so many of them experience fatigue damage in certain construction details as a consequence of high stress concentrations. To extend the service life of these structures, the stress levels in those fatigue-prone details need to be reduced by the application of strengthening strategies. In recent years, there has been a large interest in the use of carbon fibre reinforced polymers (CFRP) laminates for steel bridge strengthening. These laminates can be installed adhesively bonded to the steel surface, or as prestressed unbonded plates with the ends fixed to the metallic girders using friction clamps, rather than adhesive bonding [1,2]. The present work focuses on the adhesively-bonded method, as it is an excellent alternative to traditional techniques, such as welded or bolted steel plates [3]. It is particularly interesting in the case of riveted old metallic bridges, since welding the original metal is not always possible, and drilling holes for bolting can increase localised stresses weakening the structure [4]. Additionally, steel plates add extra weight and can suffer from corrosion increasing future maintenance costs, while CFRP laminates have a high strength-to-weight ratio and are resistant to harsh environments. Although creep in adhesive bonds could be an issue if the joint is going to be under large sustained loads [5,6], this is not the case for fatigue strengthening, as loads on the joint are mainly variable (cyclic live loads).

One drawback of adhesively-bonded CFRP laminates for the strengthening of riveted metallic structures is the relatively short available length between rivets to bond the CFRP laminates (usually few centimetres). For this reason, the study of CFRP-metal adhesively-bonded joints when the bond length is short is found interesting, since most previous research works have focused on the behaviour of large bond lengths [7-9]. In fact, most experimental works assume that the effective bond length L_e (the bond length beyond which the joint strength does not increase) is guaranteed by using large bond lengths in the joint, and also in some cases the yielding strain in the steel plate is attained before the joint failure [10,11], what is not desirable under the service loads related to fatigue.

For a suitable use of this innovative technology, the behaviour of the bond between the CFRP laminate and the metallic element to be strengthened needs to be deeply studied. This can be done by testing CFRP-metal double-strap joints [12-17], which are formed by two CFRP laminates bonded with adhesive to both sides of two metallic plates aligned and separated by a gap, simulating a metallic element with a fatigue crack. As previously reported in [18], there are six failure modes that can occur in this type of adhesive joints: a) adhesive failure in the steel-adhesive interface; b) adhesive failure in the CFRP-adhesive interface; c) cohesive failure (rupture of the adhesive); d) delamination in the CFRP (separation of some carbon fibres from the resin matrix);

e) rupture of the CFRP and f) steel yielding. For the adoption of a proper model to predict the joint strength, the failure mode must be considered.

Several analytical models are proposed in literature to predict the strength of these double-strap joints [19-21], but basically they can be grouped into two different failure criteria: continuum mechanics (stress or strain-based models) and fracture mechanics (fracture energy-based models). Regarding stress or strain-based models, Hart-Smith analytical model [22] has been commonly used in literature to predict the failure load P_u in double-strap joint specimens [23-25]. This model was developed for the analysis of joints with elastic-perfect plastic behaviour of the adhesive in shear that fail with a cohesive failure mode (rupture of the adhesive), so the plastic shear strain γ_p of the adhesive is a fundamental parameter in this model. In this sense, some experimental works [23-26] have focused on the determination of γ_p based on experimental results of double-strap joint tests. However, in most cases, especially for short bond lengths [7,12,27,28], the failure mode is adhesive (at the steel-adhesive or CFRP-adhesive interface), showing an elastic behaviour of the joint until failure, so authors find that is not convenient to use Hart-Smith analytical model for the prediction of bond strength in these cases. Consequently, fracture mechanics approach is found more suitable to predict the debonding strength of double-strap joint specimens with short bond lengths.

The mechanical properties of the materials used for the strengthening system (CFRP and adhesive) play an important role in the behaviour of these joints, as previously reported by [29] and [30], and the present work focuses specially on the CFRP stiffness and the adhesive ductility. To evaluate the influence of these parameters on the behaviour of double-strap joints with short bond lengths, two different carbon fibres (FC230 and FC390) and two epoxy adhesives (EP1 and EP2) are studied in the present work, so that the most efficient combination of strengthening materials can be found for this particular case. Also, two different short bond lengths L_1 have been used for the double-strap joint at one side of the gap ($L_1 = 30 \text{ mm}$ and $L_1 = 60 \text{ mm}$), being the bond length L_2 of the joint at the other side of the gap 50% larger than L_1 , to try to make sure that the failure during testing takes place on the shortest side of the joint.

From the experimental results, a fracture-mechanics based analytical model is calibrated and a simple expression is developed to be used in design for the strength prediction of double-strap CFRP-steel joints. Likewise, numerical models with finite elements are performed and results are compared to those obtained from the analytical model.

2. Experimental program

2.1. Specimen preparation and test set-up

A total of 28 double-strap joint tests were carried out, 7 specimens for each combination of adhesive and carbon fibre: EP1-FC230, EP1-FC390, EP2-FC230 and EP2-FC390. For each group of 7 specimens, three had a bond length of $L_1 = 30 \text{ mm}$ and the other four had a length of $L_1 = 60 \text{ mm}$ (Figure 1). The adhesive thickness was not a variable to be studied in this experimental program, so all test specimens were fabricated with an adhesive nominal thickness t_a of 0.5 mm, except a specimen with $L_1 = 60 \text{ mm}$ for each combination of adhesive and carbon fibre (4 test specimens), which was manufactured with a greater thickness ($t_a = 2.0 \text{ mm}$) to evaluate its effect on the strength of the joint. For each combination of bond length, adhesive and carbon fibre, three identical specimen repetitions with 0.5 mm adhesive thickness were tested.

The nomenclature used for each specimen begins with the bond length L_1 (L30 or L60), followed by the adhesive type (EP1 or EP2), the carbon fibre used (FC230 or FC390) and finally a number to differentiate between repetitions (S1, S2 or S3). For example, the specimen L60-EP2-FC390-S2 refers to the second specimen with bond length $L_1 = 60 \text{ mm}$, epoxy adhesive EP2, and carbon fibre FC390.

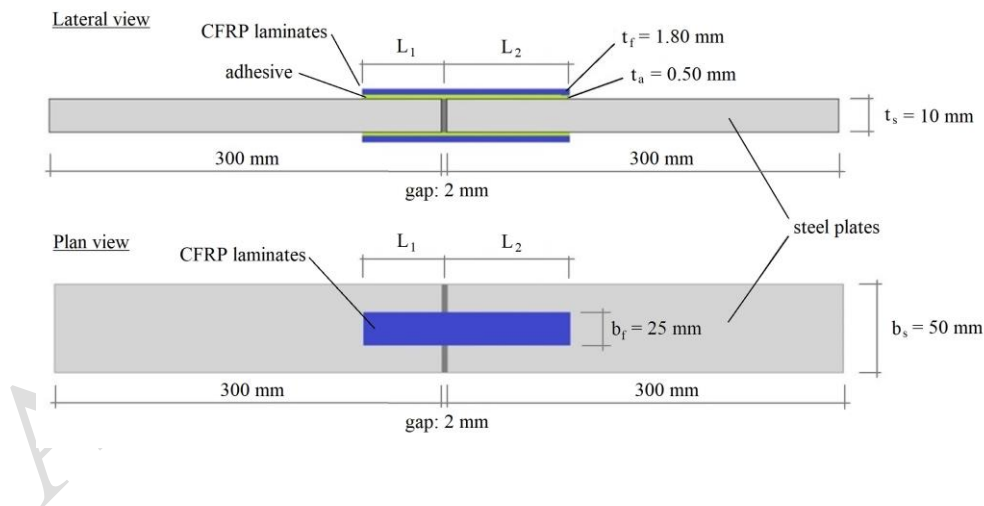


Figure 1. Schematic view of the CFRP-steel double-strap joint specimens (dimensions are not to scale).

To prepare the double-strap joint specimens, first the surface of steel plates was grit blasted with aluminium silica, since it has been demonstrated to be the most effective surface treatment for the steel [31,32]. After that, two steel plates were aligned, maintaining a gap of 2 mm between them by means of a neoprene joint, and subsequently an adhesive layer was applied uniformly on both the surface of the steel and the CFRP laminate. Next, the CFRP laminate was positioned on the

surface of the steel plate, and pressure was applied to remove the excess of adhesive, until the desired adhesive thickness was achieved. To control the correct alignment of the specimen and the thickness of the adhesive, an alignment tool and a series of separators were used to maintain a fixed thickness of adhesive during the preparation (Figure 2a). One specimen per combination of parameters was instrumented by strain gauges attached to the CFRP to measure the strains in the CFRP laminates during loading (Figure 2b), which are then compared with those obtained in the numerical models. All tests were carried out in tensile using an Instron 3382 multitest press, in displacement control at a loading rate of 0.5 mm/min until failure. Figure 3 shows one specimen tested for each bond length L_1 .

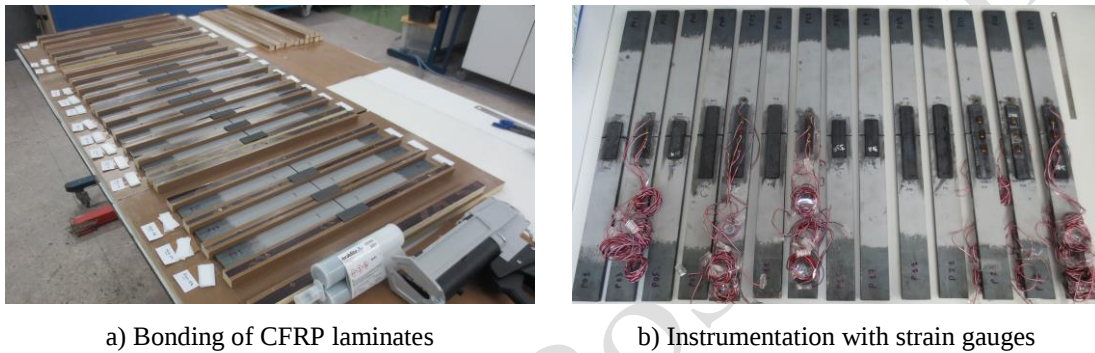


Figure 2. Preparation of CFRP-steel double-strap joints.

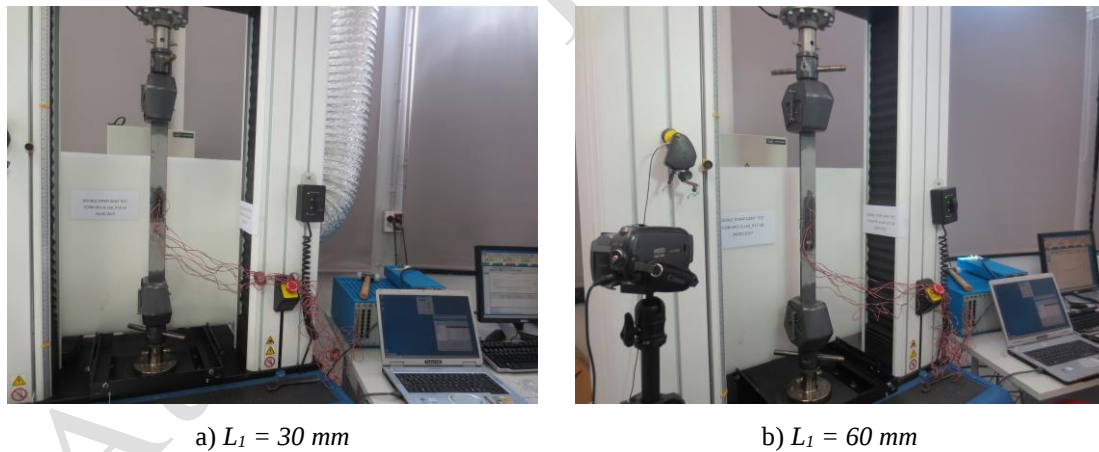


Figure 3. Tensile tests in CFRP-steel double-strap joints.

2.2. Material properties

The steel plates used were manufactured from hot rolled structural steel S275 JR, with yield stress, tensile strength and failure strain of 310 MPa, 450 MPa and 37.2%, respectively, according to the manufacturer. The plates had a length, width and thickness of 300 mm, 50 mm and 10 mm, respectively (Figure 1). The dimensions of the steel plates were selected so that the steel does not yield during the test.

CFRP laminates of 1.80 mm nominal thickness and 25 mm width were used (Figure 1), manufactured by resin infusion with a two-part epoxy resin (Araldite LY 1568/Aradur 3489) on unidirectional carbon fibre fabrics with *Toray T700* fibres (FC230 laminates) and *Pyrofil HR40* fibres (FC390 laminates). From tensile tests on standardized specimens according to ASTM-D3039 [33], the modulus of elasticity E_f , tensile strength $f_{t,f}$, strain at failure $\varepsilon_{t,f}$ and Poisson coefficient ν_f of CFRP laminates were experimentally determined, obtaining average values of 117146 MPa, 1932 MPa, 1.65% and 0.322 for FC230 laminates (4 specimens tested), and average values of 183605 MPa, 1663 MPa, 0.91% and 0.328 for FC390 laminates (3 specimens tested), respectively (Table 1).

Table 1. Material properties of CFRP, adhesives and steel (average values).

	FC230	FC390	EP1	EP2	Steel**
Tensile strength (MPa)	1932	1663	30	19	450
Yield strength (MPa)	-	-	-	-	310
Tensile modulus (MPa)	117146	183605	4951	1451	200000
Failure strain (%)	1.65	0.91	0.61	2.98	37.20
Poisson ratio	0.322	0.328	0.350*	0.350*	0.300
Tensile strain energy (MPa mm/mm)	-	-	0.09	0.37	-

* Assumed values (not measured during tests)

** Properties supplied by manufacturer

As structural epoxy adhesives for bonding the CFRP laminates to the steel plates, Araldite AW 4856 (EP1) and Araldite 2031 (EP2) were used, and their mechanical properties were obtained experimentally from tensile tests (ASTM-D638 standard [34]) with an average modulus of elasticity E_a , tensile strength $f_{t,a}$ and ultimate tensile strain $\varepsilon_{t,a}$ of 4951 MPa, 30 MPa and 0.62% for EP1 (5 specimens tested), and 1451 MPa, 19 MPa and 2.98% for EP2 (4 specimens tested), respectively. The tensile strain energy R_a of each adhesive (area under the uniaxial tensile stress-strain curve) is 0.09 MPa mm/mm for EP1 and 0.37 MPa mm/mm for EP2 (Figure 4b).

As it can be observed in the tensile stress-strain curves of Figure 4, the two CFRP laminates have different tensile axial stiffness, being FC390 57% stiffer than FC230. In the case of epoxy adhesives, EP1 is 3.4 times stiffer than EP2 (in the elastic range), but the most relevant difference is that EP1 is elastic until failure (fragile behaviour), while EP2 has a ductile behaviour with larger deformation up to failure, with a tensile strain energy 4 times higher than EP1.

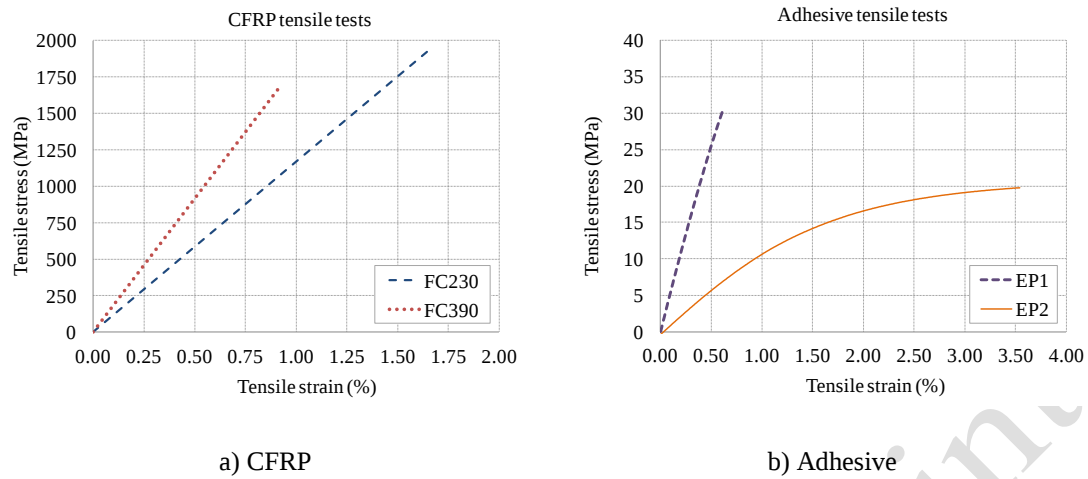


Figure 4. Tensile tests on strengthening materials.

The average measured material properties of CFRP and adhesives are listed in Table 1 along with those of steel plates reported by the manufacturer. The mechanical properties of each material specimen tested (CFRP and adhesive) is presented in Table 2 and Table 3.

Table 2. Material properties of CFRP specimens tested.

Specimen	$f_{t,f}$ (MPa)	E_f (MPa)	$\varepsilon_{t,f}$ (%)	ν_f
FC230 - 1	2060	123036	1.67	0.328
FC230 - 2	1789	107509	1.66	0.290
FC230 - 3	1971	120271	1.64	0.284
FC230 - 4	1908	117769	1.62	0.385
Mean	1932	117146	1.65	0.322
COV (%)	5.9	5.8	1.5	14.4
FC390 -1	1571	175988	0.89	0.331
FC390 -2	1626	195119	0.83	0.340
FC390 -3	1791	179708	1.00	0.314
Mean	1663	183605	0.91	0.328
COV (%)	6.9	5.5	9.1	4.0

Table 3. Material properties of adhesive specimens tested.

Specimen	$f_{t,a}$ (MPa)	E_a (MPa)	$\varepsilon_{t,a}$ (%)
EP1 - 1	36	4801	0.75
EP1 - 2	37	4614	0.80
EP1 - 3	29	5025	0.58
EP1 - 4	26	5415	0.48
EP1 - 5	22	4900	0.45
Mean	30	4951	0.61
COV (%)	21.3	6.1	25.7
EP2 - 1	17	1407	2.00
EP2 - 2	21	1420	3.20
EP2 - 3	20	1692	3.30
EP2 - 4	18	1287	3.40
Mean	19	1451	2.98
COV (%)	9.0	11.8	22.0

3. Experimental results

The experimental results are summarized in Table 4 and Table 5, in which for each test, the failure load $P_{u, test}$, the elongation of the specimen measured at failure δ_u and the stiffness of the joint K , obtained from the slope of the *load* P [kN] - *elongation* δ [mm] curve in the elastic range during the test (Figure 5a for EP1 and Figure 5b for EP2), are presented. Table 4 and Table 5 also show the failure mode of the specimen, the theoretical interfacial fracture energy in shear G_{II} , the theoretical strength of the joint $P_{u,theo}$ (calculated from the fracture mechanics strength model presented below) and the failure load from the numerical models.

In the case of the joint strength, for the specimen geometry tested (bond lengths and adhesive thicknesses used), the highest strength ($P_{max} = 63.63$ kN) was obtained for bond length $L_1 = 60$ mm using adhesive EP2 and carbon fibre FC390, with adhesive thickness of 0.50 mm. However, in this case, the failure load was only 7% higher compared to the same specimen with FC230. A similar increase (6%) was reported when changing from FC230 to FC390 for bond length $L_1 = 30$ mm with EP2 adhesive. Therefore, it can be concluded that in the case of using EP2 adhesive (ductile adhesive), the joint strength was hardly increased by using a stiffer carbon fibre (FC 390). One reason for this can be that, in the case of the short bond lengths tested, the maximum strength of the joint was not attained (the effective bond length L_e is expected to be higher than $L_1 = 60$ mm), so the ductile behaviour of the adhesive EP2 was not fully developed.

However, when using EP1 adhesive, the strength increased 40% when going from FC230 to FC390 for bond length $L_1 = 60 \text{ mm}$, while it decreased by 13% for bond length $L_1 = 30 \text{ mm}$. In this case, it can be concluded that when using adhesive EP1 (fragile adhesive), it is convenient to use a stiffer carbon fibre in the case of bond length $L_1 = 60 \text{ mm}$, not being so for bond lengths shorter, such as $L_1 = 30 \text{ mm}$. Based on a previous experimental work by the authors with similar EP1 specimens and bond lengths $L_1 = 50 \text{ mm}$ and $L_1 = 100 \text{ mm}$ [31], it could be expected that L_e was around 50-60 mm for these specimens with EP1, so the maximum strength of the joint was attained for $L_1 = 60 \text{ mm}$.

Table 4. Experimental results of the CFRP-steel double-strap joint tests with bond length $L_1 = 30 \text{ mm}$.

L_1 (mm)	Adh.	Carbon fibre	Spec.	$P_{u,test}$ (kN)	δ_u (mm)	K (kN/mm)	G_{II} (N/mm)	$P_{u,theo}$ (kN)	$P_{u,test}/P_{u,theo}$	$P_{u,FEM}$ (kN)	$P_{u,FEM}/P_{u,theo}$	Failure mode ^c
30	EP1	FC230	S1 ^b	42.18	2.07	20.24	0.56	25.83	1.63	19.24	0.74	A
			S2	42.10	2.16	19.28	0.56	26.15	1.61	-	-	A
			S3	35.81	1.90	18.85	0.60	24.98	1.43	-	-	A
			Average	40.03	2.04	19.46	0.57	25.65	1.56	-	-	-
			COV	0.09	0.06	0.04	0.04	0.02	0.07	-	-	-
30	EP1	FC390	S1	34.81	1.80	19.48	0.53	31.48	1.11	-	-	A
			S2	35.07	1.82	19.33	0.53	31.39	1.12	-	-	A
			S3 ^b	36.34	1.85	19.84	0.53	31.46	1.16	23.44	0.75	A
			Average	35.41	1.82	19.55	0.53	31.44	1.13	-	-	-
			COV	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.02	-	-	-
30	EP2	FC230	S1	28.80	1.67	17.78	0.72	26.79	1.08	-	-	A
			S2 ^b	24.85	1.62	16.34	0.75	26.21	0.95	19.52	0.74	A
			S3	26.85	1.58	17.33	0.73	26.62	1.01	-	-	A
			Average	26.83	1.62	17.15	0.73	26.54	1.01	-	-	-
			COV	0.07	0.03	0.04	0.02	0.01	0.06	-	-	-
30	EP2	FC390	S1 ^b	29.67	1.57	19.42	0.68	33.04	0.90	21.91	0.66	A
			S2	27.86	1.62	17.62	0.66	33.37	0.83	-	-	A
			S3	27.88	1.50	18.71	0.69	32.27	0.86	-	-	A
			Average	28.47	1.56	18.58	0.68	32.89	0.86	-	-	-
			COV	0.04	0.04	0.05	0.02	0.02	0.04	-	-	-

^b. Specimens instrumented with strain gauges; ^c. Failure mode: A (adhesive) and C (mixed cohesive-adhesive).

For short bond lengths $L_1 = 30 \text{ mm}$, the increase of adhesive ductility (changing from EP1 to EP2) reduced the joint strength 49% and 24% when using FC230 and FC390, respectively (the strength reduction was more pronounced when using FC230). On the contrary, for bond lengths $L_1 = 60 \text{ mm}$, the increase of adhesive ductility (changing from EP1 to EP2) increased the joint strength 42% and 9% when using FC230 and FC390, respectively (the strength increase was more pronounced when using FC230).

In case of short bond lengths $L_1 = 30 \text{ mm}$ must be used (for example, due to lack of space in the element to be strengthened), the highest strengths were obtained with adhesive EP1 (fragile) and carbon fibre FC230 (less stiff fibre), with 49% higher failure load than that obtained with the same carbon fibre (FC230) and ductile adhesive (EP2).

Therefore, the use of one type or another of carbon fibre and adhesive will be motivated by the geometrical restrictions of the detail to be strengthened, especially by the available length to bond the CFRP patches to strengthen the metallic element. For short bond lengths ($L_1 = 30 \text{ mm}$) it is better to use EP1 adhesive with FC230 carbon fibre, while for longer bond lengths ($L_1 = 60 \text{ mm}$) EP2 adhesive with FC390 carbon fibre could be more efficient.

Table 5. Experimental results of the CFRP-steel double-strap joint tests with bond length $L_1 = 60 \text{ mm}$.

L_1 (mm)	Adh.	Carbon fibre	Spec.	$P_{u,test}$ (kN)	δ_u (mm)	K (kN/mm)	G_{II} (N/mm)	$P_{u,theo}$ (kN)	$P_{u,test}/P_{u,theo}$	$P_{u,FEM}$ (kN)	$P_{u,FEM}/P_{u,theo}$	Failure mode ^c
60	EP1	FC230	S1 ^b	32.67	1.72	19.36	1.22	36.46	0.90	38.84	1.07	C
			S2	43.51	2.32	18.53	1.19	37.03	1.18	-	-	C
			S3	46.02	2.32	19.64	1.19	37.69	1.22	-	-	C
			Average	40.73	2.12	19.18	1.20	37.06	1.10	-	-	-
			COV	0.17	0.16	0.03	0.01	0.02	0.16	-	-	-
60	EP1	FC390	S1 ^b	60.24	2.91	19.83	1.07	46.50	1.30	46.78	1.01	C
			S2	58.18	2.80	19.98	1.06	47.39	1.23	-	-	C
			S3	52.35	2.52	20.09	1.08	47.33	1.11	-	-	C
			Average	56.92	2.74	19.97	1.07	47.07	1.21	-	-	-
			COV	0.07	0.07	0.01	0.01	0.01	0.08	-	-	-
60	EP2	FC230	S1	57.66	3.07	19.95	1.61	42.08	1.37	-	-	C
			S2 ^b	56.33	2.99	19.84	1.58	41.32	1.36	39.24	0.95	C
			S3	59.23	3.31	18.66	1.56	42.30	1.40	-	-	C
			Average	57.74	3.12	19.48	1.58	41.90	1.38	-	-	-
			COV	0.03	0.05	0.04	0.02	0.01	0.02	-	-	-
60	EP2	FC390	S1	63.63	3.20	21.17	1.44	51.23	1.24	-	-	C
			S2	63.25	3.18	20.86	1.46	51.79	1.22	-	-	C
			S3 ^b	58.66	2.97	21.00	1.40	51.24	1.14	50.15	0.98	C
			Average	61.85	3.12	21.01	1.43	51.42	1.20	-	-	-
			COV	0.04	0.04	0.01	0.02	0.01	0.04	-	-	-
60	EP1 ^a	FC230	S1_2 ^b	43.14	2.15	19.90	1.36	40.71	1.06	38.84	0.95	C
		FC390	S1_2 ^b	51.10	2.46	20.30	1.26	50.90	1.00	46.78	0.92	C
60	EP2 ^a	FC230	S1_2 ^b	49.57	2.82	19.05	1.85	42.27	1.17	39.24	0.93	C
		FC390	S1_2 ^b	48.41	2.63	19.86	1.73	48.86	0.99	50.15	1.03	C

Notes: a. Adhesive thickness $t_a = 2.0 \text{ mm}$; b. Specimens instrumented with strain gauges; c. Failure mode: A (adhesive) and C (mixed cohesive-adhesive).

As shown in Table 4 and Table 5, the stiffness of the joint was similar in all tests (between 17.15 and 21.01 kN/mm), regardless of the bond length L_1 , the CFRP or the adhesive used, although it was slightly higher when using a stiffer carbon fibre (FC 390) and longer bond lengths ($L_1 = 60$ mm) in the case of ductile adhesive EP2. With ductile adhesive (EP2) and $L_1 = 30$ mm, the effect of CFRP stiffness is clear on the slope of the load-elongation curve. In this case, the failure load was slightly higher for FC390, but the elongation at failure was smaller than in specimen with FC230.

In some experimental works carried out by other authors [7-9], bond lengths were long enough to develop the maximum strength of the joint (that is to say, the bond length was higher than the effective bond length L_e). Also, sometimes the steel yielded before the failure of the adhesive joint [10,35], so in some cases the load-elongation curves showed a ductile behaviour (after reaching the maximum load, the force could not increase anymore but the specimen was still able to withstand displacement increments showing a plateau). For EP2 specimens the bond length $L_1 = 60$ mm was assumed to be shorter than L_e , and also the steel remained elastic until joint failure (as measured by strain gauges), so the ductile behaviour observed in other research works [10,35] was not observed in this case. If $L_1 < L_e$, the maximum force P_{max} cannot be transferred and the rupture is of brittle type, i.e., without any horizontal plateau, as it can be seen in Figure 5.

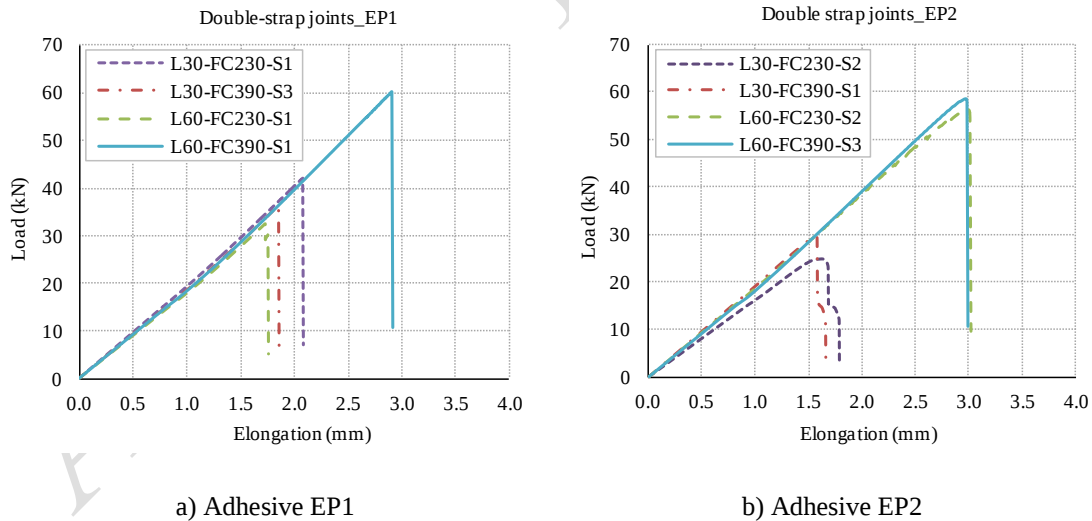


Figure 5. Load P [kN] - elongation δ [mm] curves during the CFRP-steel double-strap joint tests (only instrumented specimens are shown).

3.1. Failure modes

In the present work, it is generally observed that the failure mode did not depend on the type of carbon fibre used nor the type of adhesive, but the bond length. In the case of short bond lengths

$L_1 = 30 \text{ mm}$, the failure mode was always produced by the separation of the adhesive layer from the steel surface, so that an adhesive failure mode in the steel-adhesive interface was observed (Figure 6a).

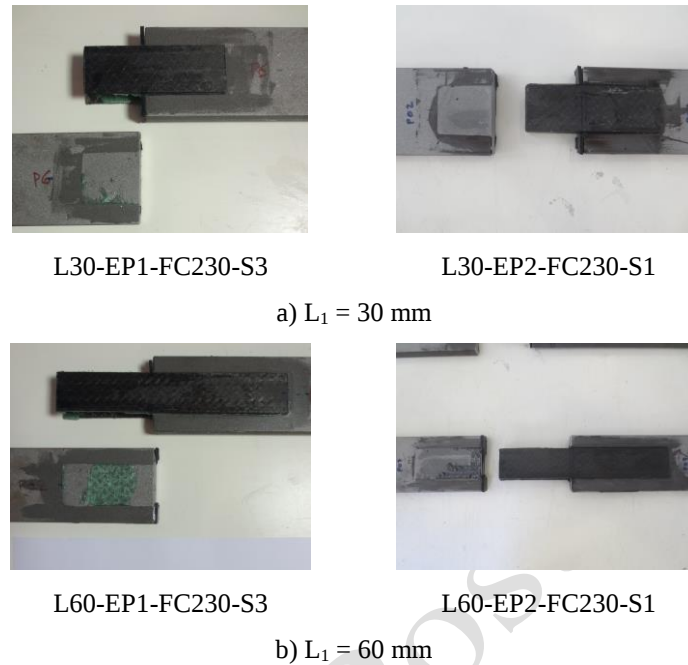


Figure 6. Failure modes of the test specimens with different bond lengths.

In the case of bond lengths $L_1 = 60 \text{ mm}$ (Figure 6b), a mixed failure mode was reported: the failure occurred partly due to an adhesive failure mode (steel-adhesive interface and CFRP-adhesive interface), and partly due to a cohesive failure mode (adhesive breaks). Failure mode of each specimen tested is reported in Table 4 and Table 5.

4. Design model calibration

For the adoption of a proper model to predict the strength of double-strap joints, the failure mode must be analysed. As previously discussed, authors consider that strain-based models (e.g Hart-Smith model [22]) are not convenient when failure mode is adhesive (failure at adhesive-steel interface), which was observed in specimens with $L_1 = 30 \text{ mm}$ in the present study. Also, for specimens with $L_1 = 60 \text{ mm}$ and adhesive EP2, the ductile behaviour of the adhesive was not fully developed, so plastic shear strains were not attained and the parameter γ_p in Hart-Smith model could not be determined.

Consequently, a fracture energy-based model was found more suitable to predict the debonding strength of double-strap joints with short bond lengths with adhesive failure mode. This approach is based on the ultimate energy that the adhesive joint can absorb during failure by cracking. In this sense, the interfacial fracture energy in shear G_{II} associated with the propagation of a crack

in the adhesive layer (or at the interface between adherents, or a combination of both) is used to characterise the strength of the joint. When debonding starts from the gap between the steel plates (as in the specimens of this study) an estimation of the failure load $P_{u,theo}$ may be [36]:

$$P_{u,theo} = \alpha \frac{2}{\delta} \sqrt{E_s A_s b_a G_{II} (\delta + 1)} \quad (1)$$

Where δ is a measure of the stiffness unbalance between adherents:

$$\delta = \frac{E_s A_s}{2 E_f A_f} \quad (2)$$

E_s and A_s are the elastic modulus and the cross-section area of the steel plates, respectively; E_f and A_f are the elastic modulus and the cross-section area of the CFRP laminates, respectively; b_a is the width of the adhesive layer; and the corrector factor α is inserted in order to take account of the real bond length L_1 of the adhesive joint [36]:

$$\alpha = 1 - e^{-\lambda L_1}, \text{ with } \lambda = \sqrt{\frac{G_a}{t_a} \left(\frac{1}{E_f t_f} + \frac{2}{E_s t_s} \right)} \quad (3)$$

Where G_a is the shear modulus of the adhesive. The definition of a reliable strength model for the adhesive joint is fundamental for the estimation of the CFRP strengthening effectiveness in a steel structural element. Based on the results of this experimental campaign, an expression for the parameter that characterizes the shear behaviour of the joint, the interfacial fracture energy in shear G_{II} , was calibrated until the theoretical strength of the joint $P_{u, theo}$, from the fracture mechanics model in Equation (1), was adjusted to the experimental value obtained from test ($P_{u, theo} / P_{u, test} \approx 1$). The value of this parameter G_{II} for each specimen tested is shown in Table 4 and Table 5.

In previous research works [35,37] the interfacial fracture energy G_{II} in shear (pure mode II) in double-strap joint tests was found to be related to the thickness t_a of the adhesive and also to mechanical parameters of the adhesive, such as the tensile strain energy R_a (area under the uniaxial tensile stress-strain curve), the tensile strength $f_{t,a}$ or the shear modulus G_a . Also, some authors [36] indicate that the maximum transferable load is a function of the adhesive thickness. In the present work, it was considered that the parameter R_a can be the most representative for the mechanical behaviour of the adhesive, so this parameter was adopted for the analytical model instead of the tensile strength $f_{t,a}$. As well as in previous research works, different CFRP laminates were tested in the present study, so the axial stiffness of the CFRP laminate $K_f = A_f E_f$ was also included. For relatively short bond lengths, fracture mechanics analytical models overestimate the failure load of bonded interfaces [38]. As the bond lengths L_1 were presumably shorter or around the effective bond length L_e , authors considered including the parameter L_1/L_e (relation

between bond length and theoretical effective bond length) in the empirical expression for the interfacial fracture energy G_{II} calibrated in this work. In this way, for short bond lengths (typically with $L_1/L_e < 1$), the interfacial fracture energy G_{II} for bond lengths $L_1 < L_e$ could be reduced. A nonlinear function relating the interfacial fracture energy and the parameters mentioned above was chosen to approximate the test data, with the unknown coefficients A , B , C and D of this function varied to minimise the errors between the theoretical predictions $P_{u, theo}$ and the test results $P_{u, test}$. This process led to an expression in the form:

$$G_{II} = A \left(\frac{L_1}{L_e} \right) t_a^B R_a^C K_f^D \quad (N/mm^2 \cdot mm) \quad (4)$$

Where, according to [36]:

$$L_e = \frac{5}{\lambda} \quad (mm) \quad (5)$$

4.1. Database

In order to have a higher number of experimental results to adjust the parameters of the proposed analytical model, a large database (115 tests) was created (see Annex 1) with results of double-strap joints tests consulted in the literature [23,24,27,28,36]. Specimens from database have similar geometries and configurations comparable to the tests performed in the present work (only specimens with short bond lengths under $L_1 = 80 \text{ mm}$ are considered). The aim is to develop a model that includes not only the results obtained in the present experimental campaign, but also the results from tests performed by other authors. The following best-fit equation is proposed to predict G_{II} based on the test results from this database, including the results of the present study:

$$G_{II} = 0.1 \left(\frac{L_1}{L_e} \right) \sqrt[3]{(t_a R_a)^2} K_f^{1/4} \quad (N/mm^2 \cdot mm) \quad (6)$$

It is important to note that this expression is valid for joints with an adequate surface preparation of the steel (such as grit blasting) that fail in a cohesive or adhesive mode. This means that the strength prediction in specimens with no proper surface preparation or different failure modes (delamination/rupture of CFRP, steel yielding, etc.) may not fit precisely this expression.

This explicit formula provides a method to predict the average bond strength of CFRP-steel double-strap joint specimens with short bond lengths, including a range of values for CFRP plate and adhesive properties commonly available, as shown in Table 6. As it can be seen in Figure 7, the above expression provides acceptable predictions of the experimental failure loads of the specimens not only of the present work, but also of the data base considered, with a coefficient of determination $R^2 = 0.82$.

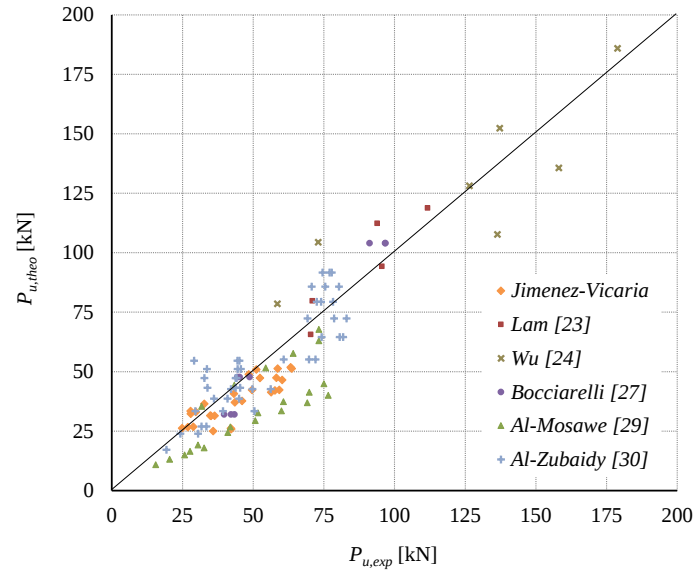


Figure 7. Comparison between test and predicted ultimate loads (115 tests)

For design purposes, the coefficients A, B, C and D in Equation (4) were recalculated to obtain a formula that can predict the characteristic bond strength of double-strap joints. This characteristic value is usually considered as the 95 percentile of the probability distribution of the test data, which means that 95% of the experimental results lie above this value. Assuming normality of joint strength data, the characteristic values were obtained by using the same data fitting method as for Equation (6), but the experimental debonding load was substituted by this experimental value minus 1.645 times the standard deviation of specimens with the same CFRP, adhesive and bonded area.

Table 6. Range of values in the main parameters of the CFRP-steel double-strap joint tests used to calibrate the model.

	L_1	t_a	R_a	K_f	b_s	t_s	b_f	t_f	E_f	E_a
	mm	mm	MPa mm/mm	N	mm	mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²
Min	10	0.34	0.068	1.9E+06	30	5	10	0.17	76652	1451
Max	80	2.16	0.433	3.5E+07	60	20	60	3.66	478730	4951

In Figure 8, both the predictions of the average and characteristic (95%) bond strength are plotted against the experimental failure loads. The following best-fit equation is proposed to predict G_{II} to be used in the design expression for joint strength in Equation (1):

$$G_{II} = 0.03 \left(\frac{L_l}{L_e} \right) (t_a R_a)^{0.9} K_f^{0.34} \quad (N/mm^2 \cdot mm) \quad (7)$$

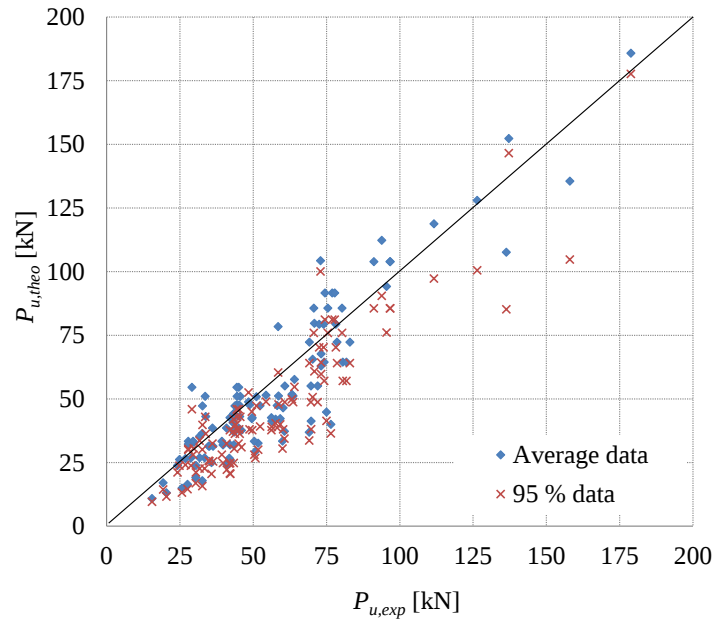


Figure 8. Comparison between average and characteristic predicted bond strength

5. Numerical simulation

Analytical models can provide a good overall measure of joint strength in simple geometries and simple loading conditions (as the one of these double-strap joint tests). But these analytical models are not able to provide detailed information in the regions of high stresses where failure initiation occurs, especially when complex geometries and loading conditions are used. Authors consider interesting to validate that numerical models of the adhesive joints based on cohesive elements could be used for the prediction of bond strength in more complex joints.

Using Abaqus finite element software, the double-strap joint specimens were simulated using cohesive zone models (CZM) for the adhesive layers, which are common in literature for the simulation of adhesive bonds [39-41]. In the present work, a continuum-based approach, i.e. using the cohesive elements to model solids rather interfaces, was considered to model the finite thickness of the adhesive layer. In this case, three-dimensional continuous elements C3D8R were used for the modelling of the adherents (steel plates and CFRP laminates), with an elastic behaviour with the mechanical properties previously described (the steel plates are simulated with a linear-elastic behaviour since the maximum stresses in the steel are below yielding in all cases during testing). For the adhesive layer, COH3D8 cohesive elements were used, with a behaviour

governed by a traction-separation law, and with the following parameters to be introduced in the model: interfacial stiffness (pre-damage behaviour), maximum stresses before damage (criterion of damage initiation) and the damage evolution law in the cohesive zone. The strength predictions of CZM modelling were expected to be mesh independent, as demonstrated in previous research works [42].

The FEM meshes were built with horizontal symmetry (XZ plane) to reduce the total number of elements. Restraining and loading conditions were introduced to faithfully model the real testing conditions, consisting on clamping of the joint at one end and applying a tensile load at the opposite end (Figure 9). The meshes were constructed taking advantage of the automatic meshing algorithms of Abaqus®, from a manual seeding procedure that includes biasing towards the overlap edges, since these theoretically singular regions show large stress gradients, thus allowing to accurately capture these phenomena.

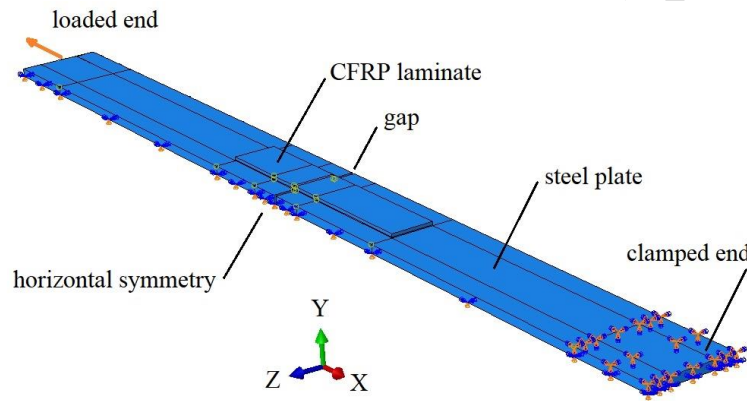


Figure 9. 3D view of FEM model of the double-strap joint ($L_1 = 60$ mm).

The traction-separation law assumes an initial linear elastic behaviour, and the stiffness parameters of the adhesive layer are given by K_{nn} , K_{ss} and K_{tt} . A suitable approximation for thin adhesive layers is provided with $K_{nn} = E$, $K_{ss} = G$, $K_{tt} = G$, being E and G the longitudinal and transverse elastic moduli of the adhesive, respectively [42]. For the initiation of damage, the quadratic nominal stress criterion (*Quads damage* in Abaqus®) was considered, as it is shown to give accurate results in previous works [43]. The criterion is expressed as:

$$\left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_s}{t_s^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_t}{t_t^0} \right\}^2 = I \quad (8)$$

where t_n , t_s and t_t represent the pure mode nominal stresses (mode-I, mode-II and mode-III, respectively), and t_n^0 , t_s^0 and t_t^0 represent the corresponding pure mode nominal strengths. $\langle \rangle$ are the Macaulay brackets, indicating that damage is not initiated by a purely compressive stress state.

Since the values of the interface mode-I and mode-III strengths t_n^0 and t_t^0 have a negligible influence on the numerical results in double-strap joints (mode-II governs), the same value adopted for t_s^0 was assumed for these parameters. As an approximation, the pure mode-II nominal shear strength t_s^0 to use in the model was selected based on the tensile strength of the adhesive, $t_s^0 = 30 \text{ MPa}$ for EP1 and $t_s^0 = 19 \text{ MPa}$ for EP2.

The material stiffness is degraded under a linear softening law, and complete separation is predicted by the critical fracture energy required for pure mode-II failure, which is equal to the area under the traction–separation law (Figure 10). The values of critical fracture energy used in the numerical models were those predicted by the model calibrated in the present work, G_{II} (Table 4 and Table 5). In this way, the analytical model (calibrated from experimental results) was compared with the numerical results to validate their suitability for failure load prediction. Table 7 shows the values introduced in Abaqus® for the simulation of the traction-separation law in the adhesive layers (specimens L30-EP1-FC230 and L60-EP2-FC390 are considered).

Table 7. Parameters of the traction-separation behaviour for the cohesive elements to model adhesive layer.

	interfacial stiffness			damage initiation			damage evolution
	K_{nn}	K_{ss}	K_{tt}	t_n^0	t_s^0	t_t^0	G_{II}
	(N/mm ³)	(N/mm ³)	(N/mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm)
L30-EP1-FC230	4951	1834	1834	30.0	30.0	30.0	0.56
L60-EP2-FC390	1451	537	537	19.0	19.0	19.0	1.40

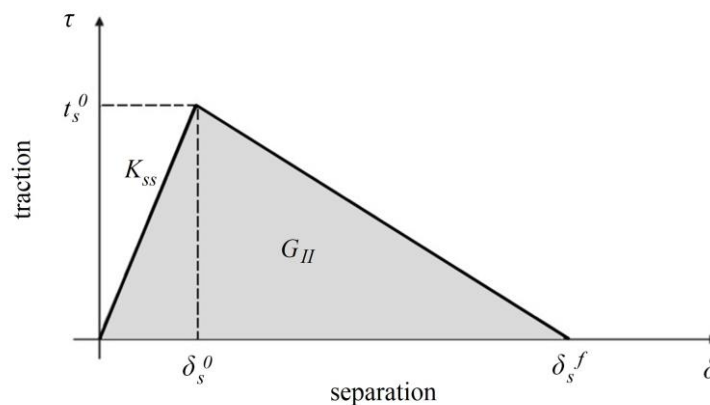


Figure 10. Traction–separation law with linear softening available in Abaqus® (for pure mode-II).

In the numerical model, fracture took place in the adhesive layer, first at the joint gap between the steel plates, and then propagating quickly (brittle failure) towards the CFRP end of the shortest bond lengths L_1 , as shown experimentally. Complete damage was attained in a cohesive element of the adhesive layer when the parameter $SDEG$ (corresponding to the stiffness degradation) equalled 1.0, as seen in the examples of Figure 11 and Figure 12 for specimens L30-EP1-FC230 and L60-EP2-FC390 (specimens with the highest experimental failure load for each bond length L_1).

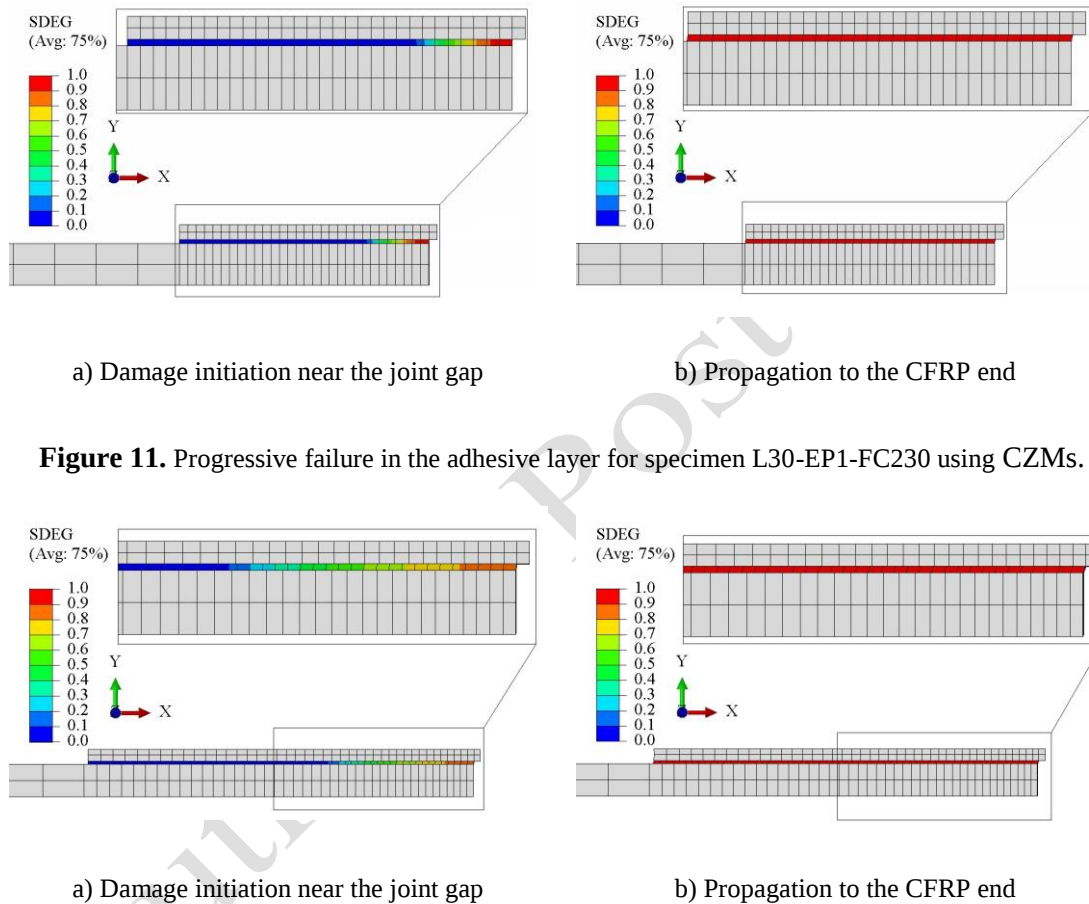


Figure 11. Progressive failure in the adhesive layer for specimen L30-EP1-FC230 using CZMs.

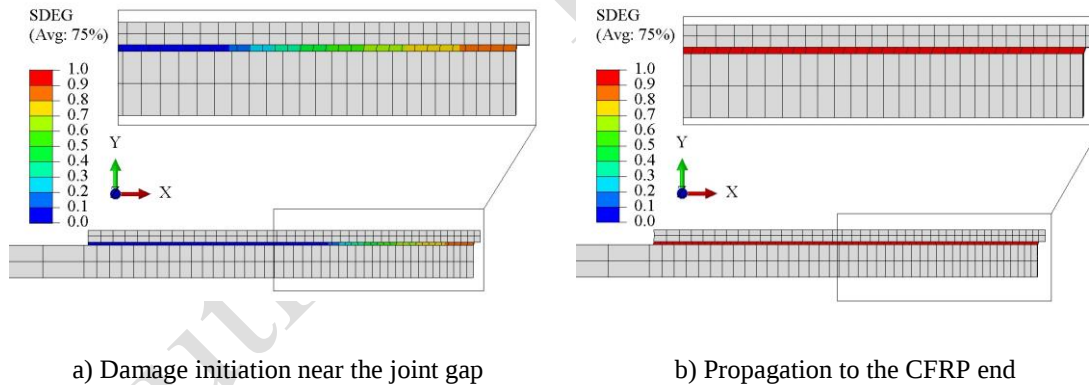


Figure 12. Progressive failure in the adhesive layer for specimen L60-EP2-FC390 using CZMs.

While the parameter $SDEG = 0$, the material is undamaged, and more load can be sustained. A numerical model was carried out for each combination of parameters (bond length L_1 , carbon fibre and adhesive), modelling the specimens monitored with strain gauges during experimental tests, and the failure loads were obtained (Table 4 and Table 5). The results were close to those computed from the analytical model for specimens with $L_1 = 60 \text{ mm}$ (the maximum difference is 7% in specimen L60-EP2-FC390). For specimens with $L_1 = 30 \text{ mm}$ the biggest difference was obtained (34% in specimen L30-EP2-FC390), so for bond lengths $L_1 = 30 \text{ mm}$ the numerical model did not fit the analytical predictions. This may be attributed to the use of an imprecise value

of K_{ss} (shear modulus G_a) of the adhesive in the numerical model, which in the case of short bond lengths $L_1 = 30 \text{ mm}$ may be the decisive parameter, instead of the interfacial fracture energy G_{II} in shear.

The load P [kN] - elongation δ [mm] curves obtained from the numerical models are presented for the specimens with $L_1 = 60 \text{ mm}$ in Figure 13, being the elongation the longitudinal displacement of the specimen end where the load was applied in the model. It is observed that the slope of the curves was slightly higher for specimens with stiffer carbon fibre (FC390), and this was more pronounced in specimens with ductile adhesive EP2. Also, elongation at failure was higher for specimens with ductile adhesive EP2. At damage initiation near the joint gap (first cohesive elements reach $SDEG = 1$) a change in the slope of the load-elongation curve was observed (points A in Figure 13). When damage propagated to the CFRP end (all cohesive elements in the joint had $SDEG = 1$) there was a sudden drop in the load (points B in Figure 13), and the joint failure was attained.

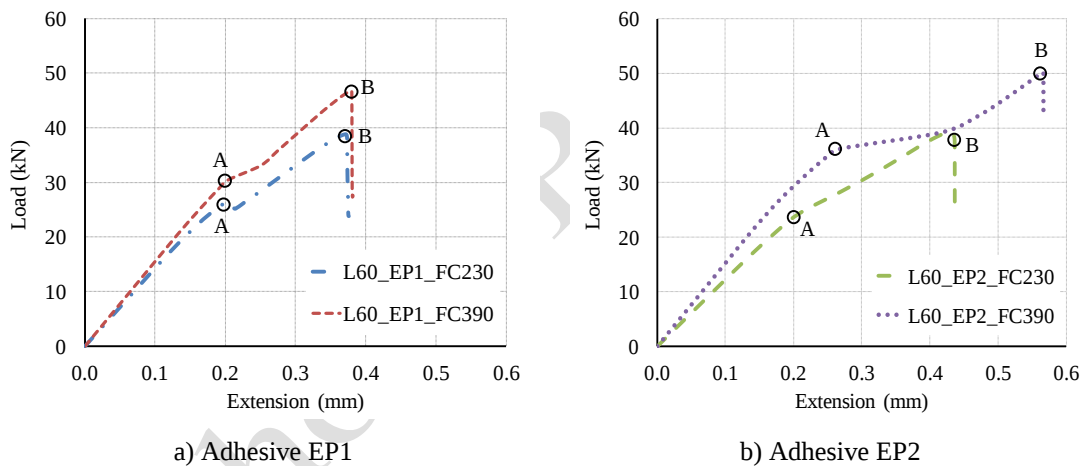


Figure 13. Load P [kN] - elongation δ [mm] curves from the numerical models of $L_1 = 60 \text{ mm}$ CFRP-steel double-strap joints.

As an example, the results obtained for the numerical model of the specimens L30-EP1-FC230 and L60-EP2-FC390 are shown in Figure 14 and Figure 15, respectively, where the failure load $P_{u, num} = 19.24 \text{ kN}$ and $P_{u, num} = 45.28 \text{ kN}$ were obtained in each case. It must be considered that the value shown in the figure, in Newtons, should be doubled as the model represents the half of the specimen due to the symmetry applied. Also the values of the parameter $SDEG$ in the adhesive layer and the stresses in the CFRP in the longitudinal direction S_{11} (in MPa) are represented for these loads. A more detailed study on the distribution of longitudinal stresses S_{11} in the CFRP laminates is presented in the next section.

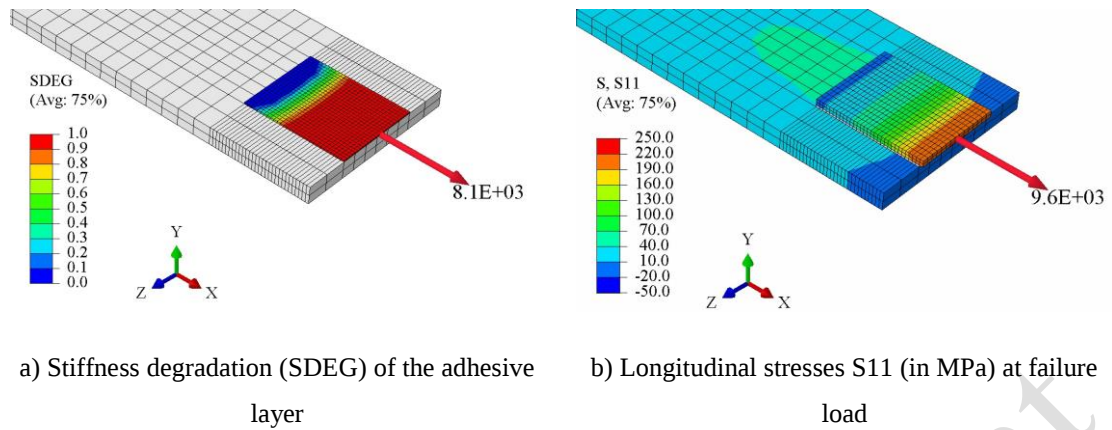


Figure 14. Numerical model of the specimen L30-EP1-FC230.

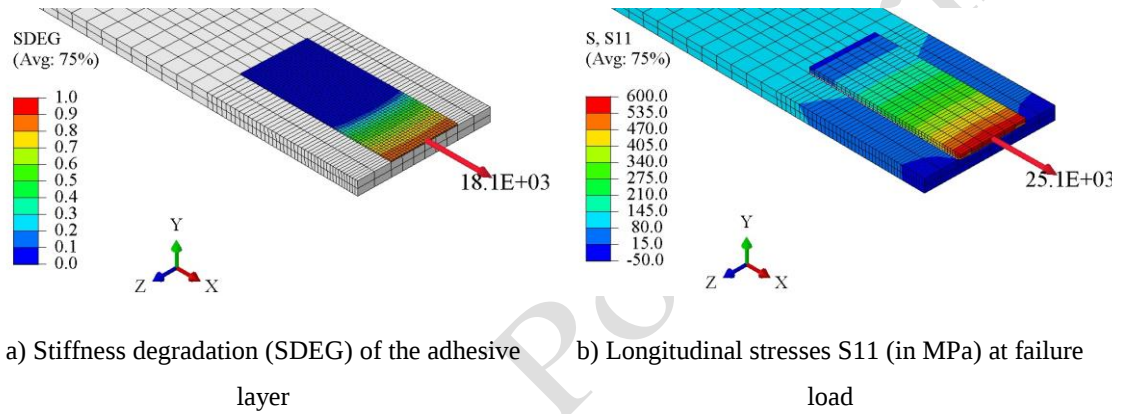


Figure 15. Numerical model of the specimen L60-EP2-FC390.

5.1. Stress distribution in the CFRP

For each combination of parameters (bond length, adhesive and CFRP), one specimen (indicated in Table 4 and Table 5) was instrumented by strain gauges attached to the CFRP to measure the strains in the CFRP laminates during testing. The gauges were placed in the centre of the specimen (in correspondence with the joint, gauge G3), and symmetrically at a distance of $L_1/2$ from the joint (gauges G2 and G4), as shown in Figure 16. The measured strains were multiplied by the modulus of elasticity of the CFRP laminate to compute the corresponding stresses, which are then compared with those obtained in the numerical models. The strain monitoring points in the numerical models were selected as close as possible to the experimental locations where the strain gauges were placed, and at the top face of the CFRP laminates, where strain gauges were attached. In Figure 17, for different load levels (until failure load in numerical models), the experimental stresses are compared with the stresses obtained in the FEM.

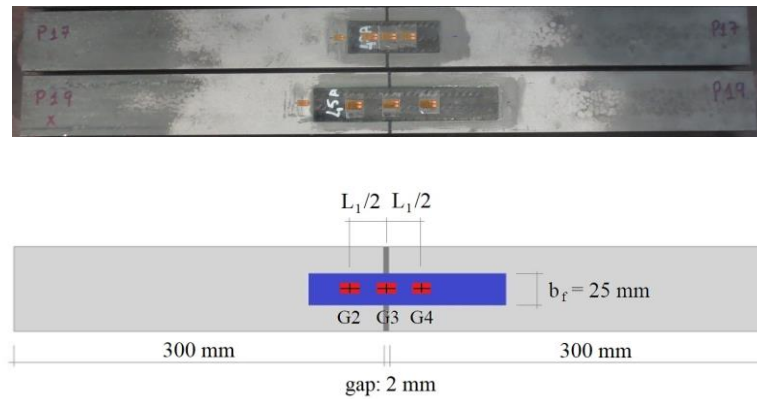


Figure 16. Instrumented specimens with strain gauges on the CFRP laminates.

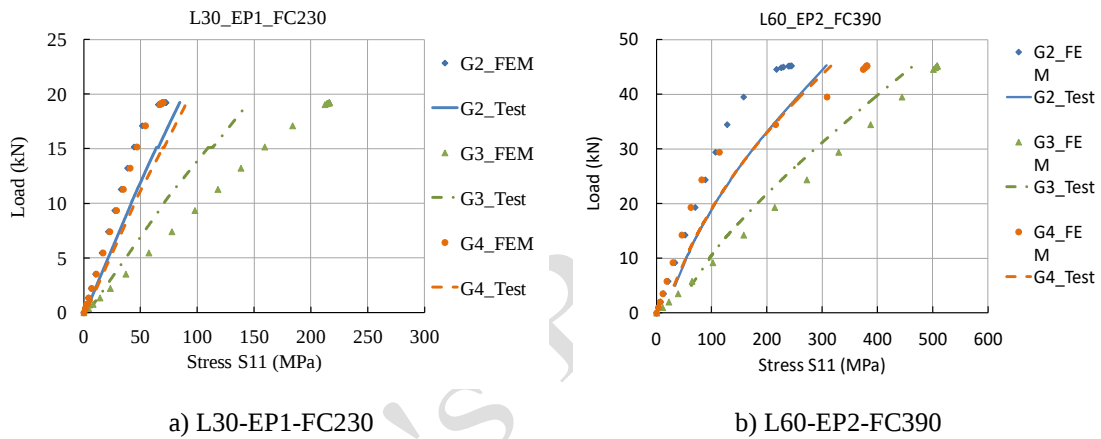


Figure 17. Comparison of numerical model and test load versus axial stress in CFRP plates for the test specimens L30-EP1-FC230 and L60-EP2-FC390.

Also, the stresses S11 along the centreline of the CFRP laminate in the numerical models are compared to the stresses measured experimentally, at the maximum load obtained in the FEM. It can be seen in Figure 18a-d that the numerical models simulate the stress distributions along the centreline of the CFRP laminate reasonably well, especially for specimens with $L_1 = 60 \text{ mm}$. However, it is evident that there is a pronounced difference between the predicted and measured stress values at the joint location (G3) for specimens with stiffer adhesive EP1 and carbon fibre FC390.

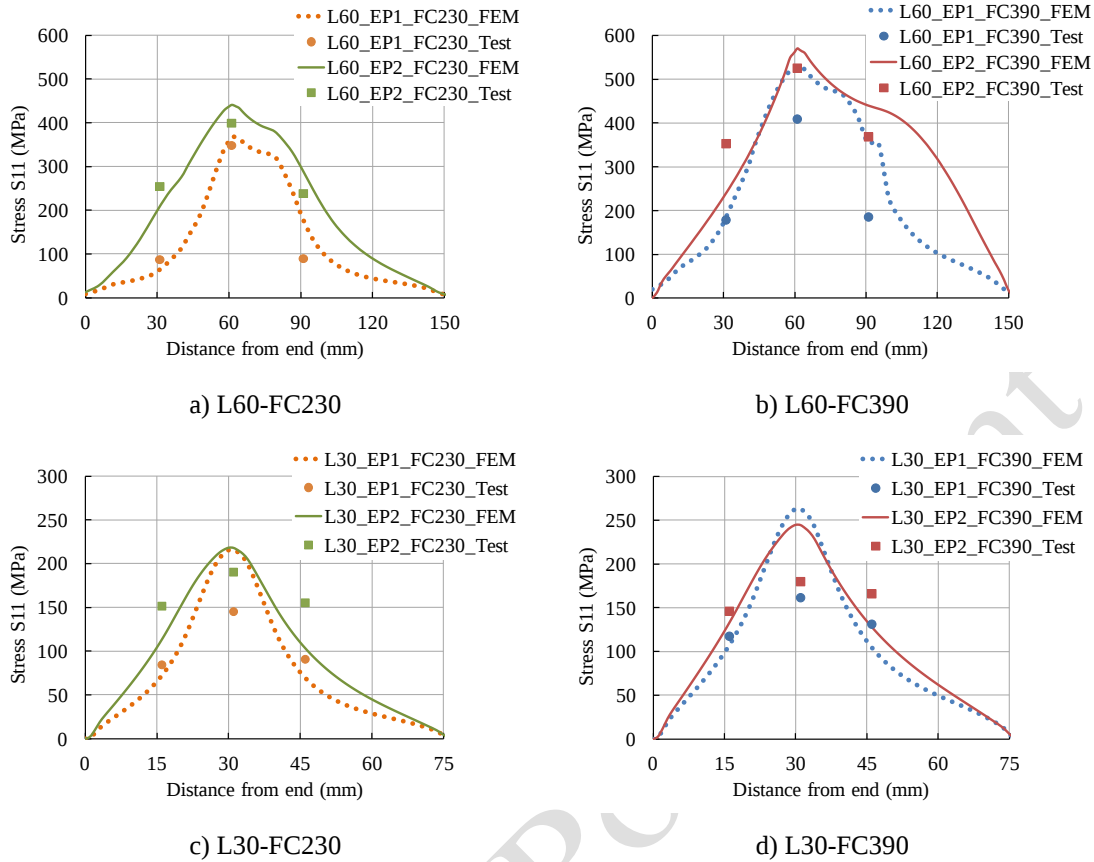


Figure 18. Numerical model and test axial stress S_{11} in CFRP plates at maximum load.

6. Conclusions

From the work presented in this paper, the following conclusions can be derived:

The highest experimental joint strength ($P_{max} = 63.63 \text{ kN}$) was obtained for bond length $L_1 = 60 \text{ mm}$ using ductile adhesive EP2 and stiffer carbon fibre FC390. However, when using EP2 adhesive, the joint strength was hardly increased by using a stiffer carbon fibre (FC 390) compared to FC230. This could be probably because the effective bond length L_e was expected to be higher than $L_1 = 60 \text{ mm}$, so the ductile behaviour of adhesive EP2 was not fully developed and the potential maximum strength of the joint was not attained.

When using adhesive EP1 (fragile adhesive), it is convenient to use a stiffer carbon fibre (FC390) in the case of bond length $L_1 = 60 \text{ mm}$, not being so for shorter bond lengths $L_1 = 30 \text{ mm}$. In case short bond lengths $L_1 = 30 \text{ mm}$ must be used, the highest strengths were obtained with adhesive EP1 and carbon fibre FC230 (less stiff fibre), with 49% higher failure load compared to that obtained with the same carbon fibre (FC230) and ductile adhesive (EP2).

The available length to bond the CFRP patches to strengthen the metallic element will motivate the selection of the best combination of carbon fibre and adhesive to obtain the highest joint strength. Based on experimental results, for the shortest bond lengths tested ($L_1 = 30 \text{ mm}$) it is better to use EP1 adhesive with FC230 carbon fibre, while for bond lengths $L_1 = 60 \text{ mm}$ EP2 adhesive with FC390 carbon fibre could be more efficient.

In the present work, it is generally observed that the failure mode did not depend on the type of carbon fibre used nor the type of adhesive, but the bond length. The failure mode was adhesive (failure in the steel-adhesive interface) for $L_1 = 30 \text{ mm}$, and a mixed adhesive-cohesive failure mode for $L_1 = 60 \text{ mm}$.

An explicit formula to predict the bond strength of CFRP-steel double-strap joint specimens with short bond lengths was calibrated based on experimental results from a large database, including the tests of the present work. This model is based on interfacial fracture energy in shear G_{II} , which is related to the thickness and tensile strain energy of adhesive layer, the axial stiffness of the CFRP laminate and the bond length.

The results from the numerical models were close to those computed from the analytical model for specimens with $L_1 = 60 \text{ mm}$ (the maximum difference was 7% in specimen L60-EP2-FC390). For specimens with shorter bond lengths $L_1 = 30 \text{ mm}$ the biggest difference was obtained (34% in specimen L30-EP2-FC390), so in this case ($L_1 = 30 \text{ mm}$) the CZM developed did not fit the analytical predictions.

Numerical models simulated the stress distributions along the centreline of the CFRP laminate reasonably well, especially for specimens with $L_1 = 60 \text{ mm}$. However, there was a pronounced difference between the predicted and measured stress values at the joint location (G3) for specimens with the shortest bond lengths tested $L_1 = 30 \text{ mm}$. This may be attributed to the use of an imprecise value of K_{ss} (shear modulus G_a) of the adhesive in the numerical model, which in this case of bond lengths $L_1 = 30 \text{ mm}$ may be the control parameter.

Acknowledgements

The research leading to these results has received partial funding from the European Union's Horizon 2020 Programme in the framework of the research project IN2TRACK under grant agreement n° 730841. The authors also wish to thank the laboratory technicians of ACCIONA Construction Technological Centre, where all the tests were carried out.

References

1. Hosseini A., Ghafoori E., Al-Mahaidi R., Zhao X.L., Motavalli M. Strengthening of a 19th-century roadway metallic bridge using nonprestressed bonded and prestressed unbonded CFRP plates, *Construction and Building Materials* 209 (2019) 240–259.
2. Ghafoori E., Motavalli M., Nussbaumer A., Herwig A., Prinz G.S., Fontana M. Design criterion for fatigue strengthening of riveted beams in a 120-year-old railway metallic bridge using pre-stressed CFRP plates. *Composites Part B*, 2015. 68: p. 1-13.
3. Teng, J.G., Yu, T., and Fernando, D. 2012. Strengthening of steel structures with FRP composites. *Journal of Constructional Steel Research*, 78, 131-143.
4. Robert J. Dexter and Justin M. Ocel. Manual for repair and retrofit of fatigue cracks in steel bridges. FHWA Publication No. FHWA-IF-13-020. March 2013.
5. Mohammad Ali Saeimi Sadigh. Creep simulation of adhesively bonded joints using modified generalized time hardening model. *Journal of Mechanical Science and Technology* 30(4):1555-1561, April 2016.
6. Arash Reza; Mohammad Shishesaz; Khosro Naderan-Tahan. The effect of viscoelasticity on creep behavior of double-lap adhesively bonded joints. *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol.11 no.1 Rio de Janeiro Jan. 2014.
7. Fawzia, S. 2013. Evaluation of shear stress and slip relationship of composite lap joints. *Composite Structures*, 100, pp. 548-553.
8. Yu, T., Fernando, D., Teng, J.G., and Zhao, X.L. 2012. Experimental study on CFRP-to-steel bonded interfaces. *Composites Part B: Engineering*, 43(5), 2279-2289.
9. Y. Yu, Static and Cyclic Behavior of Steel Beams Retrofitted with Fiber Reinforced Polymer Laminates PhD thesis, Nanyang Technological University, Singapore, 2008.
10. M. Bocciarelli, P. Colombi, G. Fava, C. Poggi, Interaction of interface delamination and plasticity in tensile steel members reinforced by CFRP plates, *Int. J. Fract.* 146 (2007) 79–92.
11. Colombi, P. and Poggi, C. 2006. Strengthening of tensile steel members and bolted joints using adhesively bonded CFRP plates. *Construction and Building Materials*, 20 (1-2), pp. 22-33.
12. Al-Mosawe, A., Al-Mahaidi, R. and Zhao, X.L. 2016. Bond behaviour between CFRP laminates and steel members under different loading rates. *Composite Structures*, 148, pp. 236-251

13. Y.J. Kim, J. LaBere, I. Yoshitake, Hybrid epoxy-silyl modified polymer adhesives for CFRP sheets bonded to a steel substrate, *Compos. Part B* 51 (2013) 233–245.
14. S.P. Chiew, Y. Yu, C.K. Lee, Bond failure of steel beams strengthened with FRP laminates – Part 1: Model development, *Compos. Part B* 42 (2011) 1114–1121.
15. H.B. Liu, X.L. Zhao, R. Al-Mahaidi, Effect of fatigue loading on bond strength between CFRP sheets and steel plates, *Int. J. Struct. Stab. Dyn.* 10 (2010) 1–20.
16. Fawzia, S., Zhao, X.L., and Al-Mahaidi, R. 2010. Bond-slip models for double strap joints strengthened by CFRP. *Composite Structures*, 92(9), pp. 2137-2145.
17. Fawzia, S., Al-Mahaidi, R., and Zhao, X.L. 2006. Experimental and finite element analysis of a double strap joint between steel plates and normal modulus CFRP. *Composite Structures*, 75(1-4), 156-162.
18. Xiao-Ling Zhao and Lei Zhang. 2007. State-of-the-art review on FRP strengthened steel structures. *Engineering Structures*, 29, 1808–1823.
19. Adams RD, Mallick V. A method for the stress analysis of lap joints. *The Journal of Adhesion* 1992;38(3-4):199-217.
20. Silva, L.F.M.; Neves, P.; Adams, R.; Wang, A. and Spelt, J. (2009). Analytical models of adhesively bonded joints-Part II: Comparative study. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 29(3):331-341.
21. Raul D. S. G. Campilho. *Strength Prediction of Adhesively-Bonded Joints*. CRC Press. 2017.
22. Hart-Smith L. Adhesive-bonded double-lap joints. In: Technical report, National Aeronautics and Space Administration CR-112235: Washington DC, USA; 1973.
23. A. Lam, J.J.R. Cheng, M.C.H. Yam, G.D. Kennedy, Repair of steel structures by bonded carbon fiber reinforced polymer patching: experimental and numerical study of carbon fiber reinforced polymer, *Can. J. Civ. Eng.* 34. (2007) 1542–1553.
24. Wu, C., Zhao, X.L., Duan, W.H. and Al-Mahaidi, R. Bond characteristics between ultra-high modulus CFRP laminates and steel, *Thin-Walled Structures*, 51 (2012), 147–157.
25. Fawzia, S., Zhao, X.L., Al-Mahaidi, R. and Rizkalla, S. 2005. Bond characteristics between CFRP and steel plates in double strap joints. *Advanced Steel Construction*, 1(2), pp. 17-27.
26. Peiris, N. 2011. Steel beams strengthened with Ultra High Modulus CFRP laminates. PhD thesis, College of Engineering at the University of Kentucky, Lexington, Kentucky.

27. Al-Mosawe, A., Al-Mahaidi, R. and Zhao, X.L. Effect of CFRP properties on the bond characteristics between steel and CFRP laminate under quasi-static loading, *Construction and Building Materials*, 98 (2015), 489–501.
28. H. Al-Zubaidy, R. Al-Mahaidi, X.L. Zhao, Experimental investigation of bond characteristics between CFRP fabrics and steel plate joints under impact tensile loads, *Compos. Struct.* 94 (2012) 510–518.
29. Fernando, D., Yu, T. and Teng, J. G. 2014. Behavior of CFRP Laminates Bonded to a Steel Substrate Using a Ductile Adhesive, *Journal of Composites for Construction*, 18(2), 04013040.
30. Schnersch, D., Dawood, M., Rizkalla, S., Sumner, E. and Stanford, K. 2006. Bond behavior of CFRP Strengthened Steel Structures. *Advances in Structural Engineering*, 9 (6), 805-817.
31. Jimenez-Vicaria, J. David, G. Pulido, M. Dolores and Castro-Fresno, Daniel. Evaluation of the bond behaviour in CFRP-steel double-strap joints. In: *Proceedings of the 7th Euro-American Congress on Construction Pathology, Rehabilitation Technology and Heritage Management, REHABEND 2018*, Caceres, Spain.
32. Fernando, D., Teng, J. G., Yu, T. and Zhao, X. L. 2013. Preparation and Characterization of Steel Surfaces for Adhesive Bonding. *Journal of Composites for Construction*, 17(6), 04013012.
33. ASTM D3039/D3039M-17. Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials.
34. ASTM D 638-14. Standard Test Method for Tensile Properties of Plastics.
35. Xia, S.H., and Teng, J.G. 2005. Behavior of FRP-to-steel bond joints. In *Proceedings of International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005)*, Hong Kong, December, pp. 419-426.
36. M. Bocciarelli, P. Colombi, G. Fava, C. Poggi, Prediction of debonding strength of tensile steel/CFRP joints using fracture mechanics and stress based criteria, *Eng. Frac. Mech.* 76 (2009) 299-313.
37. Fernando ND. Bond behaviour and debonding failures in CFRP-strengthened steel members. PhD Thesis, The Hong Kong Polytechnic University. Hong Kong, China; 2010.
38. P. Cornetti, V. Mantič, A. Carpinteri. Finite Fracture Mechanics at elastic interfaces. *International Journal of Solids and Structures*. Volume 49, Issues 7–8, April 2012, Pages 1022-1032.

39. Baltasar Pérez, N. Análisis mediante elementos finitos de uniones adhesivas en materiales metálicos y compuestos. Universidad Politécnica de Valencia, Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño. Septiembre 2016.
40. Teng, J.G., Fernando, D. and Yu, T. 2015. Finite element modelling of debonding failures in steel beams flexurally strengthened with CFRP laminates. *Engineering Structures*, 86, 213-224.
41. De Lorenzis, L., Fernando, D., and Teng, J.G. 2013. Coupled mixed-mode cohesive zone modeling of interfacial stresses in plated beams. *International Journal of Solids and Structures*, 50 (14-15), 2477-2494.
42. R.D.S.G. Campilho, M.D. Banea, A.M.G. Pinto, L.F.M. da Silva, A.M.P. de Jesus. Strength prediction of single- and double-lap joints by standard and extended finite element modelling. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 31 (2011) 363–372.
43. R.D.S.G. Campilho, de Moura MFSE, Pinto AMG, Morais JJJ, Domingues JJMS. Modelling the tensile fracture behaviour of CFRP scarf repairs. *Composites: Part B-Engineering* 2009; 40: 149-57.

Annex 1. Database

											Average		Design		
Specimen	b _s	t _s	b _f	t _f	E _f	t _a	G _a	R _a	L ₁	L _e	G _{r,theo}	P _{u,theo}	G _{r,theo}	P _{u,theo}	P _{u,exp}
	mm	mm	mm	mm	N/mm ²	mm	N/mm ²	Mpa	mm	mm	N/mm	N	N/mm	N	kN
Jimenez-Vicaria															
L30-EP1-FC230-S1	50.0	10.0	25.0	1.92	117146	0.67	1834	0.09	30	41	0.56	25.83	0.36	20.58	42.18
L30-EP1-FC230-S2	50.0	10.0	25.0	1.98	117146	0.65	1834	0.09	30	41	0.56	26.15	0.35	20.79	42.10
L30-EP1-FC230-S3	50.0	10.0	25.0	1.74	117146	0.91	1834	0.09	30	46	0.60	24.98	0.41	20.54	35.81
L30-EP1-FC390-S1	50.0	10.0	25.0	1.91	183605	0.71	1834	0.09	30	50	0.53	31.48	0.36	25.76	34.81
L30-EP1-FC390-S2	50.0	10.0	25.0	1.90	183605	0.67	1834	0.09	30	49	0.53	31.39	0.35	25.51	35.07
L30-EP1-FC390-S3	50.0	10.0	25.0	1.91	183605	0.65	1834	0.09	30	48	0.53	31.46	0.34	25.48	36.34
L30-EP2-FC230-S1	50.0	10.0	25.0	1.84	117146	0.44	537	0.37	30	60	0.72	26.79	0.57	23.83	28.80
L30-EP2-FC230-S2	50.0	10.0	25.0	1.77	117146	0.54	537	0.37	30	66	0.75	26.21	0.62	23.84	24.85
L30-EP2-FC230-S3	50.0	10.0	25.0	1.83	117146	0.51	537	0.37	30	65	0.73	26.62	0.60	24.09	26.85
L30-EP2-FC390-S1	50.0	10.0	25.0	2.06	183605	0.50	537	0.37	30	80	0.68	33.04	0.58	30.61	29.67
L30-EP2-FC390-S2	50.0	10.0	25.0	2.05	183605	0.43	537	0.37	30	74	0.66	33.37	0.55	30.36	27.86
L30-EP2-FC390-S3	50.0	10.0	25.0	1.97	183605	0.53	537	0.37	30	81	0.69	32.27	0.60	30.03	27.88
L60-EP1-FC230-S1	50.0	10.0	25.0	1.70	117146	0.97	1834	0.09	60	47	1.22	36.46	0.83	30.17	32.67
L60-EP1-FC230-S2	50.0	10.0	25.0	1.78	117146	0.90	1834	0.09	60	46	1.19	37.03	0.81	30.43	43.51
L60-EP1-FC230-S3	50.0	10.0	25.0	1.85	117146	0.90	1834	0.09	60	47	1.19	37.69	0.80	31.03	46.02
L60-EP1-FC390-S1	50.0	10.0	25.0	1.89	183605	0.71	1834	0.09	60	50	1.07	46.50	0.71	38.03	60.24
L60-EP1-FC390-S2	50.0	10.0	25.0	1.97	183605	0.69	1834	0.09	60	50	1.06	47.39	0.70	38.70	58.18
L60-EP1-FC390-S3	50.0	10.0	25.0	1.93	183605	0.78	1834	0.09	60	53	1.08	47.33	0.74	39.17	52.35
L60-EP2-FC230-S1	50.0	10.0	25.0	1.80	117146	0.86	537	0.37	60	83	1.61	42.08	1.48	40.45	57.66
L60-EP2-FC230-S2	50.0	10.0	25.0	1.75	117146	0.75	537	0.37	60	77	1.58	41.32	1.41	39.03	56.33
L60-EP2-FC230-S3	50.0	10.0	25.0	1.85	117146	0.74	537	0.37	60	78	1.56	42.30	1.40	40.00	59.23
L60-EP2-FC390-S1	50.0	10.0	25.0	1.82	183605	0.66	537	0.37	60	88	1.44	51.23	1.30	48.75	63.63
L60-EP2-FC390-S2	50.0	10.0	25.0	1.86	183605	0.73	537	0.37	60	93	1.46	51.79	1.36	49.91	63.25
L60-EP2-FC390-S3	50.0	10.0	25.0	1.84	183605	0.56	537	0.37	60	81	1.40	51.24	1.22	47.85	58.66
L60-EP1-FC230-S1_2	50.0	10.0	25.0	1.93	117146	2.16	1834	0.09	60	74	1.36	40.71	1.14	37.20	43.14
L60-EP1-FC390-S1_2	50.0	10.0	25.0	2.01	183605	2.06	1834	0.09	60	87	1.26	50.90	1.09	47.28	51.10
L60-EP2-FC230-S1_2	50.0	10.0	25.0	1.84	117146	2.05	537	0.37	60	130	1.85	42.27	2.10	45.02	49.57
L60-EP2-FC390-S1_2	50.0	10.0	25.0	1.71	183605	1.93	537	0.37	60	146	1.73	48.86	2.01	52.57	48.41

6. Artículos Publicados (Artículo N°1)

Specimen	b _s mm	t _s mm	b _f mm	t _f mm	E _f N/mm ²	t _a mm	G _a N/mm ²	R _a Mpa	L ₁ mm	L _e mm	G _{rheo} N/mm	P _{u,theo} N	G _{rheo} N/mm	P _{u,theo} N	P _{u,exp} kN
Lam [23]															
P-2-50-1/2	50.8	12.4	50.8	2.44	176061	0.61	1679	0.07	50	54	0.76	94.24	0.50	76.11	95.48
P-3-50-1/2	50.8	12.4	50.8	3.66	176061	0.59	1679	0.07	50	61	0.73	118.80	0.49	97.34	111.70
P-1-50-1/2	50.8	12.4	50.8	1.22	176061	0.55	1679	0.07	50	39	0.83	65.61	0.50	50.75	70.32
P-1-75-1/2	50.8	12.4	50.8	1.22	176061	0.49	1679	0.07	75	37	1.22	79.71	0.71	60.83	70.91
P-2-50-1/4	50.8	6.1	50.8	2.44	176061	0.60	1679	0.07	50	48	0.85	112.29	0.55	90.52	93.86
Wu [24]															
A70	50.0	20.0	50.0	1.45	478730	0.34	699	0.43	70	79	1.89	185.85	1.73	177.70	178.88
A50	50.0	20.0	50.0	1.45	478730	0.36	699	0.43	50	81	1.37	152.31	1.27	146.61	137.23
A30	50.0	20.0	50.0	1.45	478730	0.35	699	0.43	30	80	0.82	104.36	0.75	100.12	72.97
S50	50.0	20.0	50.0	1.45	478730	0.43	1679	0.07	50	57	0.64	107.66	0.40	85.23	136.35
S30	50.0	20.0	50.0	1.45	478730	0.34	1679	0.07	30	51	0.37	78.45	0.22	60.43	58.51
S80	50.0	20.0	50.0	1.45	478730	0.35	1679	0.07	80	52	0.98	135.56	0.59	104.77	158.07
S70	50.0	20.0	50.0	1.45	478730	0.40	1679	0.07	70	55	0.88	128.04	0.54	100.52	126.44
Bocciarelli [36]															
D1	30.0	10.0	30.0	1.40	197000	0.65	1679	0.07	30	46	0.44	31.94	0.27	24.88	39.73
D2	30.0	10.0	30.0	1.40	197000	0.65	1679	0.07	30	46	0.44	31.94	0.27	24.88	42.16
D3	30.0	10.0	30.0	1.40	197000	0.65	1679	0.07	30	46	0.44	31.94	0.27	24.88	43.39
E1	30.0	10.0	30.0	1.40	197000	0.80	1679	0.07	60	51	0.91	47.65	0.58	38.04	48.75
E2	30.0	10.0	30.0	1.40	197000	0.80	1679	0.07	60	51	0.91	47.65	0.58	38.04	44.40
E3	30.0	10.0	30.0	1.40	197000	0.80	1679	0.07	60	51	0.91	47.65	0.58	38.04	45.23
L1	60.0	10.0	60.0	1.40	197000	0.80	1679	0.07	60	51	1.08	103.92	0.73	85.59	91.21
L2	60.0	10.0	60.0	1.40	197000	0.80	1679	0.07	60	51	1.08	103.92	0.73	85.59	96.70
L3	60.0	10.0	60.0	1.40	197000	0.80	1679	0.07	60	51	1.08	103.92	0.73	85.59	96.78
Al-Mosawe [27]															
S2-30	40.0	10.0	10.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	30	57	0.73	10.88	0.57	9.62	15.52
S2-40	40.0	10.0	10.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	40	57	0.98	13.14	0.76	11.62	20.43
S2-50	40.0	10.0	10.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	50	57	1.22	14.96	0.95	13.23	25.70
S3-30	40.0	10.0	20.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	30	57	0.87	24.35	0.72	22.21	41.00
S3-40	40.0	10.0	20.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	40	57	1.16	29.40	0.96	26.81	50.70
S3-50	40.0	10.0	20.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	50	57	1.45	33.47	1.21	30.53	60.00

Specimen	b _s mm	t _s mm	b _f mm	t _f mm	E _f N/mm ²	t _a mm	G _a N/mm ²	R _a Mpa	L ₁ mm	L _e mm	G _{theo} N/mm	P _{u,theo} N	G _{theo} N/mm	P _{u,theo} N	P _{u,exp} kN
NS-30	40.0	10.0	20.0	1.40	203000	0.50	699	0.43	30	63	0.84	26.76	0.71	24.67	41.90
NS-40	40.0	10.0	20.0	1.40	203000	0.50	699	0.43	40	63	1.12	32.62	0.95	30.08	51.70
NS-50	40.0	10.0	20.0	1.40	203000	0.50	699	0.43	50	63	1.40	37.34	1.19	34.43	60.70
NS-60	40.0	10.0	20.0	1.40	203000	0.50	699	0.43	60	63	1.68	41.34	1.43	38.12	69.80
UHS-30	40.0	10.0	20.0	1.20	457800	0.50	699	0.43	30	80	0.78	35.36	0.70	33.59	31.76
UHS-40	40.0	10.0	20.0	1.20	457800	0.50	699	0.43	40	80	1.04	44.26	0.94	42.04	43.30
UHS-50	40.0	10.0	20.0	1.20	457800	0.50	699	0.43	50	80	1.30	51.54	1.17	48.95	54.40
UHS-60	40.0	10.0	20.0	1.20	457800	0.50	699	0.43	60	80	1.56	57.66	1.41	54.76	64.10
UHS-70	40.0	10.0	20.0	1.20	457800	0.50	699	0.43	70	80	1.82	62.97	1.64	59.81	73.20
UHS-80	40.0	10.0	20.0	1.20	457800	0.50	699	0.43	80	80	2.08	67.71	1.88	64.32	73.20
S2-60	40.0	10.0	10.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	60	57	1.46	16.51	1.14	14.60	27.63
S2-70	40.0	10.0	10.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	70	57	1.71	17.89	1.33	15.82	32.62
S2-80	40.0	10.0	10.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	80	57	1.95	19.15	1.52	16.93	30.43
S3-60	40.0	10.0	20.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	60	57	1.74	36.94	1.45	33.69	69.10
S3-70	40.0	10.0	20.0	1.40	159400	0.50	699	0.43	70	57	2.03	40.02	1.69	36.50	76.50
NS-70	40.0	10.0	20.0	1.40	203000	0.50	699	0.43	70	63	1.96	44.87	1.66	41.37	75.00
Al-Zubaidy [28]															
CF-1-MB-1	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	10	23	0.46	17.12	0.33	14.42	19.30
CF-1-MB-1	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	20	23	0.93	26.94	0.66	22.69	33.40
CF-1-MB-2	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	20	23	0.93	26.94	0.66	22.69	31.70
CF-3-MB-1	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	10	37	0.37	23.86	0.29	21.13	30.50
CF-3-MB-2	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	10	37	0.37	23.86	0.29	21.13	24.20
CF-3-MB-1	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	20	37	0.75	42.64	0.59	37.76	42.10
CF-3-MB-2	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	20	37	0.75	42.64	0.59	37.76	56.20
CF-3-MB-3	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	20	37	0.75	42.64	0.59	37.76	49.70
CF-3-MB-1	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	30	37	1.12	55.09	0.88	48.79	60.80
CF-3-MB-2	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	30	37	1.12	55.09	0.88	48.79	69.70
CF-3-MB-3	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	30	37	1.12	55.09	0.88	48.79	72.00
CF-1-MB-1	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	30	23	1.39	33.37	0.98	28.10	29.50
CF-1-MB-2	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	30	23	1.39	33.37	0.98	28.10	50.40
CF-1-MB-3	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	30	23	1.39	33.37	0.98	28.10	39.30

6. Artículos Publicados (Artículo N°1)

Specimen	b _s mm	t _s mm	b _f mm	t _f mm	E _f N/mm ²	t _a mm	G _a N/mm ²	R _a Mpa	L ₁ mm	L _e mm	G _{rheo} N/mm	P _{u,theo} N	G _{rheo} N/mm	P _{u,theo} N	P _{u,exp} kN
CF-1-MB-1	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	40	23	1.85	38.58	1.31	32.49	36.10
CF-1-MB-2	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	40	23	1.85	38.58	1.31	32.49	40.90
CF-1-MB-3	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	40	23	1.85	38.58	1.31	32.49	45.00
CF-1-MB-1	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	50	23	2.31	43.14	1.64	36.33	33.80
CF-1-MB-2	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	50	23	2.31	43.14	1.64	36.33	45.40
CF-1-MB-3	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	50	23	2.31	43.14	1.64	36.33	43.80
CF-1-MB-1	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	60	23	2.78	47.25	1.97	39.80	32.70
CF-1-MB-2	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	60	23	2.78	47.25	1.97	39.80	44.10
CF-1-MB-3	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	60	23	2.78	47.25	1.97	39.80	43.80
CF-1-MB-1	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	70	23	3.24	51.04	2.30	42.99	33.60
CF-1-MB-2	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	70	23	3.24	51.04	2.30	42.99	45.60
CF-1-MB-3	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	70	23	3.24	51.04	2.30	42.99	44.50
CF-1-MB-1	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	80	23	3.70	54.57	2.63	45.96	29.10
CF-1-MB-2	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	80	23	3.70	54.57	2.63	45.96	45.10
CF-1-MB-3	50.0	5.0	50.0	0.17	227000	0.50	832	0.31	80	23	3.70	54.57	2.63	45.96	44.40
CF-3-MB-1	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	40	37	1.50	64.49	1.17	57.12	80.60
CF-3-MB-2	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	40	37	1.50	64.49	1.17	57.12	74.20
CF-3-MB-3	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	40	37	1.50	64.49	1.17	57.12	81.80
CF-3-MB-1	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	50	37	1.87	72.36	1.47	64.09	78.60
CF-3-MB-2	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	50	37	1.87	72.36	1.47	64.09	69.20
CF-3-MB-3	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	50	37	1.87	72.36	1.47	64.09	83.00
CF-3-MB-1	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	60	37	2.24	79.34	1.76	70.27	74.00
CF-3-MB-2	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	60	37	2.24	79.34	1.76	70.27	78.20
CF-3-MB-3	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	60	37	2.24	79.34	1.76	70.27	72.50
CF-3-MB-1	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	70	37	2.62	85.71	2.05	75.92	80.30
CF-3-MB-2	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	70	37	2.62	85.71	2.05	75.92	70.70
CF-3-MB-3	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	70	37	2.62	85.71	2.05	75.92	75.50
CF-3-MB-1	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	80	37	2.99	91.64	2.35	81.16	77.00
CF-3-MB-2	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	80	37	2.99	91.64	2.35	81.16	74.50
CF-3-MB-3	50.0	5.0	50.0	1.50	76652	0.50	832	0.31	80	37	2.99	91.64	2.35	81.16	77.80

6.2. Artículo N°2

Título	Fatigue behaviour of adhesive bonds in tensile CFRP-metal double-strap joints with puddle iron plates taken from a 19th century bridge	
Autores	J. David Jiménez-Vicaria	GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, 39005 Santander (Spain); Centro Tecnológico ACCIONA Construcción, 28108 Alcobendas (Spain)
	Daniel Castro-Fresno	GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, 39005 Santander (Spain)
	M. Dolores G. Pulido	Instituto CC Eduardo Torroja – CSIC, 28033 Madrid (Spain)
Revista 	Composite Structures Editorial: Elsevier SCI LTD	
	Volumen	251
	Nº Artículo	112600
	DOI	https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.112600
	Fecha de aceptación	8 junio 2020
	Fecha de publicación online	17 junio 2020
Indicadores de calidad	Factor de impacto JCR (2019)	5.138
	Categorías y posición (2019)	Materials Science, Composites (6/26) – Q1 Mechanics (8/136) – Q1
	Citas (Octubre 2021)	Web of Science: 2; Google Scholar: 3

Author's post-print: J. David Jimenez-Vicaria, Daniel Castro-Fresno, M. Dolores G. Pulido. "Fatigue behaviour of adhesive bonds in tensile CFRP-metal double-strap joints with puddle iron plates taken from a 19th century bridge". *Composite Structures*, 251 (2020), 112600. ISSN: 0263-8223. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.112600>.

Fatigue behaviour of adhesive bonds in tensile CFRP-metal double-strap joints with puddle iron plates taken from a 19th century bridge

J. David Jimenez-Vicaria^{1,2,*}, Daniel Castro-Fresno² and M. Dolores G. Pulido³

¹ Centro Tecnológico ACCIONA Construcción, Valportillo Segunda 8, 28108 Alcobendas (Spain)

* Corresponding author: josedavid.jimenez.vicaria@acciona.com

² GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, Avda. de los Castros 44, 39005 Santander (Spain); jose-david.jimenez@alumnos.unican.es (J.D.J.-V.); castrod@unican.es (D.C.-F.)

³ Instituto CC Eduardo Torroja – CSIC, Serrano Galvache 4, 28033 Madrid (Spain); dpulido@ietcc.csic.es

Abstract

The use of adhesively-bonded CFRP crack-patching in old metallic bridges seems to be a promising fatigue strengthening technique, but the internal laminar structure of puddle iron could influence its efficiency, resulting in premature interlaminar failure within the metal before CFRP debonding. To investigate the fatigue behaviour of this retrofitting system, six double-strap joints with CFRP laminates adhesively-bonded to puddle iron plates taken from a 19th century bridge were tested. Three specimens were statically loaded until failure as control specimens, and other three were tested under tensile-tensile fatigue loading up to 2 million cycles at a frequency of 10 Hz, with stress ranges in the metal of 60, 75 and 90 MPa. An analytical model is used to compute the maximum principal stress range in the adhesive during fatigue loading, which is assumed as the governing fatigue strength parameter in the double-strap joint. Based on the experimental results of the present work, together with a database for joints with modern steel collected from literature, an S-N fatigue curve is obtained for CFRP-metal double-strap specimens, and a fatigue limit in terms of maximum principal stress range in the adhesive layer is proposed to be used in design guidelines.

Keywords: CFRP-metal adhesive joints; Fatigue test; S–N curve; puddle iron; strengthening

1. Introduction

Many old metallic bridges constructed during the second half of the 19th century up to the middle of the 20th century are still in operation and are now reaching the end of their expected fatigue life. Since these bridges have been subjected to increasing traffic loads along their service lives, they require maintenance and rehabilitation works in order to postpone their replacement by new bridges [1].

The traditional repairing method for extending the fatigue life of metallic bridges is based on the use of steel plates attached to the damaged structural element by welding or bolting [2]. However, metals from the end of 19th century to the beginning of 20th century used for bridge construction are not suitable for welding due to a differentiated toughness, which means that cracks can originate due to the residual stresses from the heat-affected zone of the weld [3]. Moreover, this strengthening method is usually quite expensive and time-consuming, and shows several disadvantages [4] such as the introduction of additional permanent loads and new stress concentration areas, and also the additional steel plates are subjected to the same phenomena of fatigue and corrosion. These negative effects can be avoided using CFRP laminates, as this is an effective strengthening system with high tensile strength and stiffness, that can be readily implemented on field, minimizes the dead weight increment, reduces the traffic disruption and offers good durability properties [5-7].

Most previous studies on the topic have mainly focused on the static behaviour of CFRP strengthened steel structures [8,9], and some others have evaluated the fatigue behaviour of CFRP laminates bonded to steel substrates [10,11]. However, only few have focused on the fatigue behaviour of old metallic structures strengthened with CFRP [12,13]. Generally, CFRP laminates have a good fatigue resistance for in-plane loads parallel to the fibre direction [14], so the CFRP is not generally a fatigue critical issue in this structural strengthening system. However, the efficiency of fatigue strengthening depends on the bond performance between the CFRP and the metal, so the fatigue loading effects on the bonding need to be considered.

During the second half of the 19th century, puddle iron was the material used for the construction of metallic bridges until it was replaced by old steel at the beginning of the 20th century. The manufacturing process of this metal led to the formation of high concentrations of unwanted compounds, resulting in a banded structure with large slag inclusions [3]. This internal laminar structure in the puddle iron could be a potential problem when considering CFRP strengthening, since delamination under interlaminar shear within the puddle iron plate would be a similar

phenomenon to debonding of CFRP at the CFRP-metal interface, especially under fatigue loads [15].

These particular properties of puddle iron could influence the effect of fatigue loading on the bond behaviour between CFRP and the metal in old metallic bridges strengthened with this material. This lack of knowledge motivates the present work, in which an experimental campaign is carried out to investigate the fatigue behaviour of the adhesive bonds in tensile CFRP-metal double-strap joints with puddle iron plates taken from a bridge built in the 19th century. These specimens can be considered representative of CFRP crack-patching sections under tension in old metallic bridges that need to be repaired. The experimental results are then compared with those for joints with modern steel reported in literature, evaluating the S-N fatigue curves and defining a fatigue limit for CFRP-metal double-strap specimens that could be used in design guidelines.

2. Experimental program

2.1. Specimen preparation

In the present study, six double-strap joints with CFRP laminates adhesively-bonded to puddle iron plates taken from a 19th century bridge were prepared. Three of them were tested under static loading until failure as control specimens (S1, S2 and S3) and other three under tensile-tensile fatigue loading (F1, F2 and F3) up to 2 million cycles at a frequency of 10 Hz. The number of cycles was selected based on the definition of *reference fatigue strength* for a particular detail in Eurocode 3: the constant amplitude stress range $\Delta\sigma_s$ in the metal for an endurance $N = 2 \times 10^6$ cycles [16]. Those specimens which survived the fatigue cycles were later tested under static loading until failure to compare the results with control specimens so that the effect of fatigue loading on the bond behaviour could be examined. All six specimens had the same geometry, as shown in Figure 1, with a bond length of 60 mm. In order to ensure that the failure occurred on the desired side of the specimen (the 60 mm side in Figure 1), a longer bond length of 90 mm was applied at the other side of the joint gap. In addition, a bond length of 60 mm was selected so that the results from this study can be compared with the results of a previous research by the authors reported in [17] for double-strap joints with modern steel using the same combination of CFRP and adhesive.

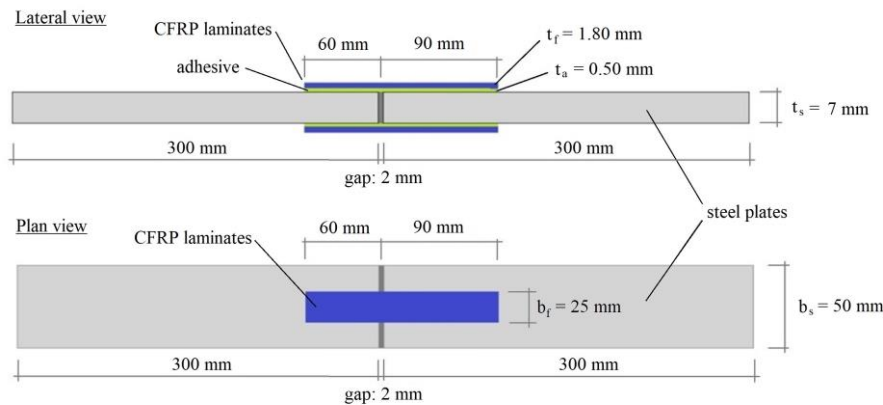


Figure 1. Schematic view of the double-strap joint specimen (not to scale).

The puddle iron plates used to fabricate the double-strap specimens were cut by water-jetting from the web of four stringers that were extracted during rehabilitation works in 2017 from an old riveted metallic railway bridge (Figure 2) that was built in Redondela (Pontevedra, Spain) in 1884.



Figure 2. Puddle iron plates cut from the web of riveted stringers of Redondela bridge.

To prepare the double-strap joint specimens, first the surface of metallic plates was grit blasted with aluminium silica (Figure 3a), since it has been demonstrated to be the most effective surface treatment for the metal [18]. The surfaces were then cleaned with acetone immediately before the adhesive application. After that, two metallic plates are aligned, maintaining a gap of 2 mm between them by means of a neoprene joint. Immediately after the metallic surface preparation (within the first 12 hours) an adhesive layer was applied uniformly on both the surface of the metal and the CFRP laminate, in order to avoid any possible contamination. Next, the CFRP laminate was positioned on the surface of the metallic plate (Figure 3b), and uniform pressure was applied to remove the excess of adhesive, until the desired adhesive thickness was achieved.

To control the correct alignment of the specimen and the thickness of the adhesive, an alignment tool and a series of separators were used to maintain a 0.5 mm theoretical fixed thickness of adhesive during the preparation (Figure 3b).

The specimens were cured in an oven at 50°C during 16 hours. Differential Scanning Calorimetry tests using DSC Q-200 were performed on adhesive samples cured in the oven under the same conditions of double-strap joints to obtain the glass transition temperature (T_g) of the adhesive used to bond the CFRP laminates to the metal. An average value of 58°C was obtained, with a coefficient of variation of 9.5%. This temperature should not be attained during fatigue testing since it could affect the bond behaviour, so thermocouples were used during fatigue tests to monitor the temperature in the joint during fatigue cycles.

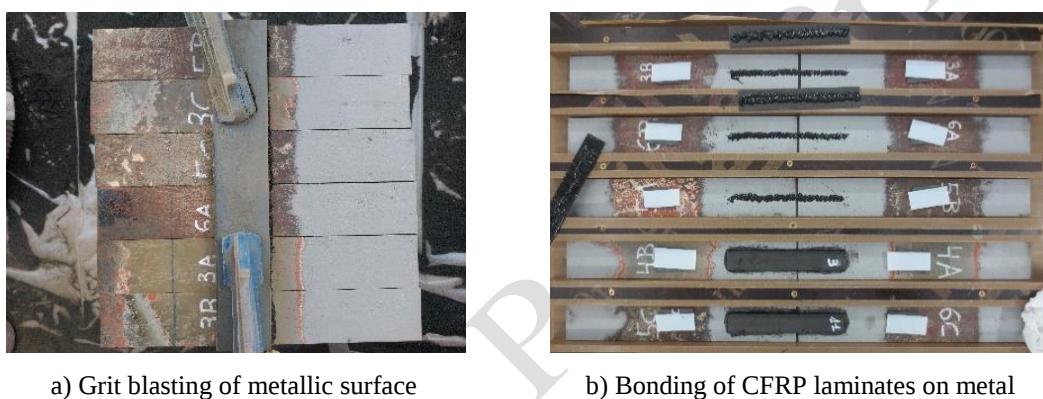


Figure 3. Specimens preparation.

2.2. Material properties

The puddle iron plates had a length, width and thickness of 300 mm, 50 mm and 7 mm, respectively (Figure 1). The width of these metallic plates was selected so that the metal did not yield during the double-strap joint tests. From tensile tests on five puddle iron coupons (tested according to UNE-EN 6892-1 [19]), an average tensile modulus of elasticity, yield stress, tensile strength and elongation at break of 198 GPa, 313 MPa, 367 MPa and 9.04% was obtained (Table 1). According to Charpy impact tests (UNE-EN ISO 148 [20]), an average impact energy of 6.3 J resulted from nine specimens, with a coefficient of variation of 45% (this significant coefficient of variation in the impact energy can be attributed to the high heterogeneities in the material microstructure). A significant amount of longitudinal non-metallic inclusions can be observed in Figure 4, typically composed of phosphorus and sulphur (it was found that the phosphorus content in this metal is significant in comparison with modern steels, Table 2). These inclusions are considered to be responsible for the embrittlement of this low-carbon content metal [21], which

is supported by the lower elongation at break and lower toughness obtained for this metal compared to modern steel (Table 1).

CFRP laminates of 1.80 mm nominal thickness, 25 mm width and 150 mm length were used (Figure 1), manufactured by resin infusion with a two-part epoxy resin (Araldite® LY 1568/Aradur® 3489) on unidirectional carbon fibre fabrics with Pyrofil™ HR40 fibres, and cured at 80°C during 4 hours, according to manufacturer recommendations. From tensile tests on standardized specimens according to ASTM-D3039 [22], the modulus of elasticity, tensile strength, strain at failure and Poisson coefficient of CFRP laminates were experimentally determined, obtaining values of 183.61 GPa, 1663 MPa, 0.91% and 0.328, respectively (Table 1).

As structural epoxy adhesive for bonding the CFRP laminates to the metallic plates, Araldite® 2031 was used, and its mechanical properties were obtained experimentally from tensile tests according to ASTM-D638 standard [23], with an average modulus of elasticity, tensile strength and ultimate tensile strain of 1451 MPa, 19 MPa and 2.98%, respectively.

The selection of this CFRP laminate and epoxy adhesive was based on the results of an experimental campaign carried out by the authors to study the influence of carbon fibre stiffness and adhesive ductility on CFRP-metal adhesive joints [17]. The measured material properties of puddle iron plates, CFRP laminates and adhesive are listed in Table 1. Tensile stress-strain curves for the puddle iron, CFRP and adhesive are reported in Figure 5.

Table 1. Material properties of puddle iron and modern steel plates, CFRP laminate and adhesive.

	Puddle iron	Modern Steel ⁴	CFRP	Adhesive
Tensile strength (MPa)	367 ¹	410-560	1663	19
Yield strength (MPa)	313 ¹	>275	N/A	N/A
Tensile modulus (GPa)	198 ¹	210	183.6	1.45
Elongation at break (%)	9.04 ¹	>23	0.91	2.98
Poisson's ratio	0.3 ³	0.3	0.328	0.35 ¹
Toughness (J) ²	6.3	>27	-	-

¹ Average values based on 5 specimens, tested according to UNE-EN 6892-1 [19]

² According to UNE-EN ISO 148 [20] (test temperature 0°C)

³ Assumed value (not measured during tests)

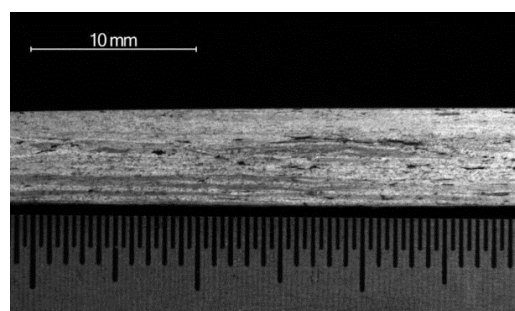
⁴ According to UNE-EN 10025-2 [24]

Table 2. Chemical composition (in % weight) of tested puddle iron and typical modern steel.

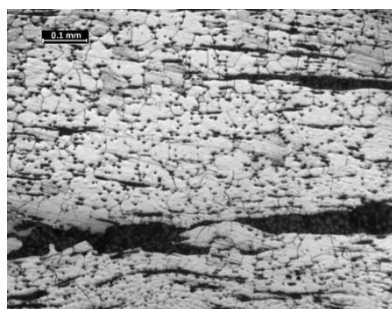
	C	Si	Mn	P	S
Investigated puddle iron *	0.02	0.17	0.04	>0.12	0.04
Typical values for modern steel **	<0.21	Variable	<1.50	<0.04	<0.04

* Average values from two specimens taken from Redondela stringers

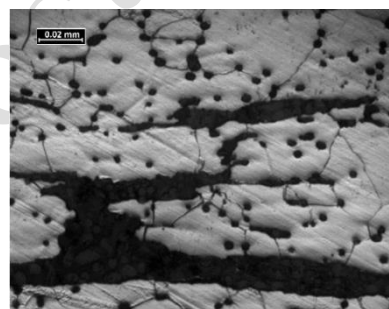
** Hot rolled, non-alloy structural steel S 275 JR (according to EN 10025-2 [24])



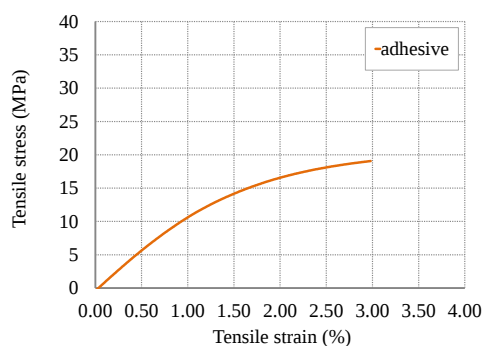
a) Banded structure with large slag inclusions



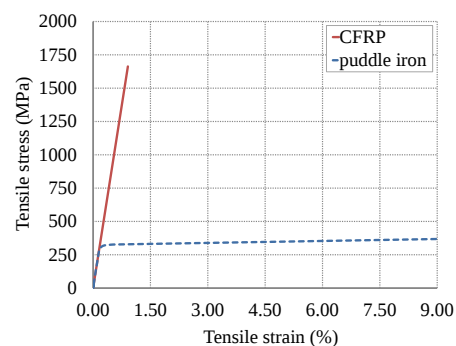
b) x100 image



c) x500 image

Figure 4. Micrographs of puddle iron plates from Redondela Bridge (various magnifications).

a) Adhesive



b) CFRP and puddle iron

Figure 5. Stress-strain curves of materials.

3. Experimental results

3.1. Static tests

Three control specimens were tested under static loading until failure to obtain the static bond strength $P_{u,static}$ and to analyse the failure mode of double-strap joints in case of puddle iron, so it can be compared to the behaviour of specimens with modern steel. All tests were carried out in tensile using an Instron 3382 multitest press, in displacement control at a loading rate of 0.5 mm/min until failure. The average failure load was 69.24 kN, with a deviation of 2.7%. Based on this result, it can be noticed that a double-strap joint with puddle iron has an average static bond strength consistent with results reported in previous research [17] with modern steel specimens with the same geometry and same CFRP and adhesive. In specimens with modern steel [17], an average static bond strength of 61.85 kN was obtained (10.7% lower, a difference that can be attributed to the inherent variability of the strength of these joints). The instrumentation and test set-up for the specimens tested under static loading are shown in Figure 6.

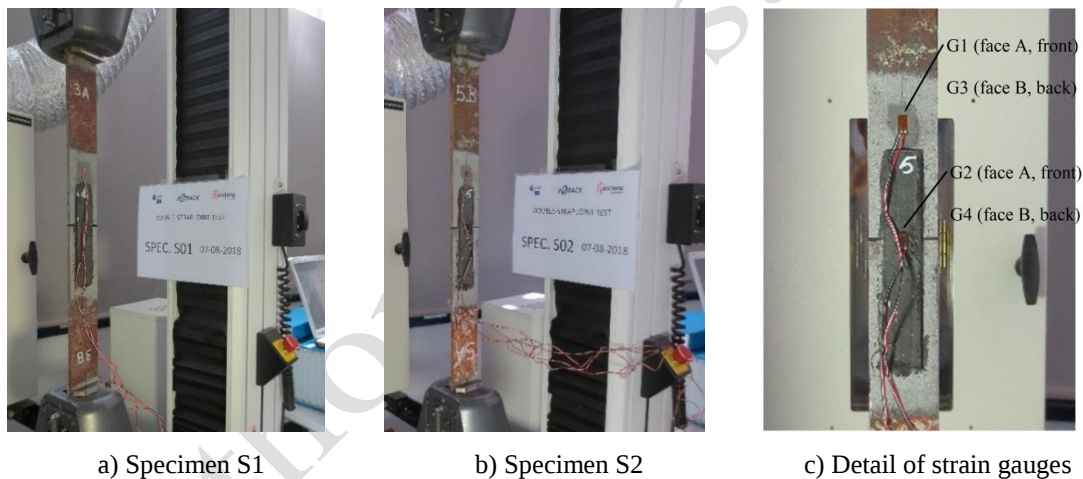


Figure 6. Test setup and instrumentation for specimens under static loading.

These specimens were instrumented by strain gauges attached to the CFRP at the joint location (gauges $G2$ and $G4$, one gauge at each face of the specimen) to measure the strains in both CFRP laminates during loading (Figure 6). Similarly, other two strain gauges were placed on the metal at 20 mm from the CFRP laminate end (gauges $G1$ and $G3$) to measure the strain in the metallic plate. The strain measures can be used to check the eccentricity of the applied tensile force and the load transferred from the metal to the CFRP by means of the adhesive bond. As can be seen in Table 3 and Figure 7b, in specimen S2 it is clear that there was bending during testing, as the difference in strain between the two faces of the specimen was considerable (29.5% in the metal strain and 36.6% in the CFRP strain, at failure load), so this result was discarded and not

considered to obtain the average static bond strength. This bending during testing, that can be attributed to a misalignment during specimen preparation, justifies the lower failure load in this specimen S2 (23.3% reduction), compared to the other two results. The load-strain curves from tensile static tests are shown in Figure 7 for both the metal strains ε_{metal} and CFRP strains ε_{CFRP} in specimens S1 and S3, computed as the average of strains measured at both specimen faces (Figure 7a), while for specimen S2 it is shown at each face (A and B) separately to reflect the bending during loading (Figure 7b). Face A of the specimen is the frontal one (visible in Figure 6), while face B is the back one (not visible).

Table 3. Test results of static tests control specimens.

Specimen	t_a	$P_{u,static}$	$G1$	$G3$	E_{metal}	$\Delta\varepsilon_{metal}$	$G2$	$G4$	ε_{CFRP}	$\Delta\varepsilon_{CFRP}$
	mm	kN	$\mu\varepsilon$	$\mu\varepsilon$	$\mu\varepsilon$	%	$\mu\varepsilon$	$\mu\varepsilon$	$\mu\varepsilon$	%
S-1	0.48	70.55	1189	1168	1179	-1.8	3715	3643	3679	-1.9
S-2	0.54	53.08	743	962	853	29.5	3392	2152	2772	-36.6
S-3	0.54	67.92	1054	1137	1096	7.9	3366	3449	3408	2.5

Where t_a is the measured adhesive thickness; ε_{metal} and ε_{CFRP} are the average metal and CFRP strains measured at both specimen faces, respectively; and $\Delta\varepsilon_{metal}$ and $\Delta\varepsilon_{CFRP}$ are the difference in metal and CFRP strains between the two faces of the specimen, respectively.

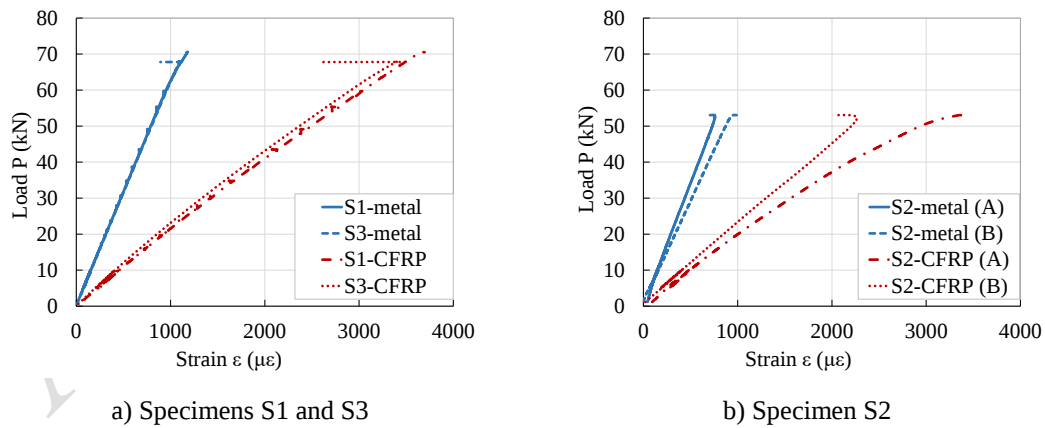


Figure 7. Load-CFRP strain curve for static specimens.

3.2. Fatigue tests

Specimens F1, F2 and F3 were subjected to 2 million fatigue loading cycles in an Instron® 8802 Servohydraulic Fatigue Testing System with a loading capacity of 250 kN (Figure 8). The loading frequency was selected equal to 10 Hz, as it is within the ranges in which temperature increases

is not expected to adversely affect the strength of the joint. The stress ratio, defined as the ratio between the minimum and maximum load during fatigue test (P_{min}/P_{max}), was set in all cases as $R = 0.1$, as it is frequently used in literature. The specimens F1, F2 and F3 were subjected to a constant sinusoidal tensile stress range in the metal $\Delta\sigma_s$ of 60, 75 and 90 MPa, respectively, which corresponds to a load ratio $P_{max}/P_{u,static}$ of 0.33, 0.42 and 0.51, respectively. These values were adopted since fatigue is developed under service loads, which are usually below 50% of ultimate loads. In fact, [5] recommend that the maximum load during fatigue test P_{max} should not exceed 30-40% of the static bond strength $P_{u,static}$, but in this case it was decided to test a specimen under higher loads (F3).

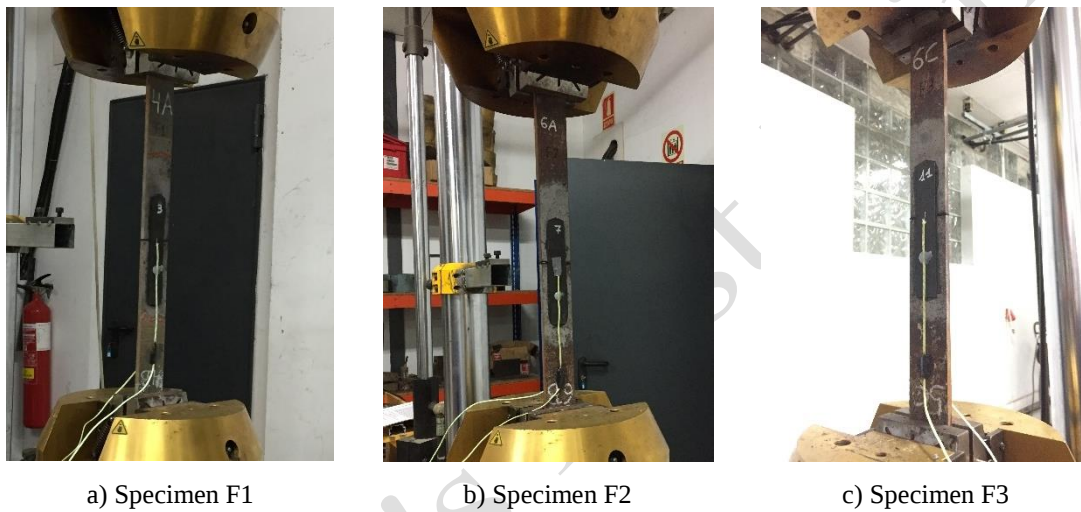


Figure 8. Test setup and instrumentation for specimens under fatigue loading.

Those specimens which survived the 2 million cycles fatigue loading (F1 and F2) were tested until failure under static loading at an extension rate of 0.5 mm/min using the same testing machine. The load-extension curves of these tests is shown in Figure 9, being P the load applied by the testing machine and δ the extension of the specimen (measured as the separation between the grippers of the testing machine). By comparing the static failure load before and after fatigue tests, the effect of fatigue loading on the bond behaviour between CFRP laminates and puddle iron plates can be investigated.

For each specimen, the applied load cycles (up to 2 million), the fatigue stress range in the bare metal section and the residual static bond strength after 2 million fatigue cycles $P_{u,fatigue}$ are reported in Table 4.

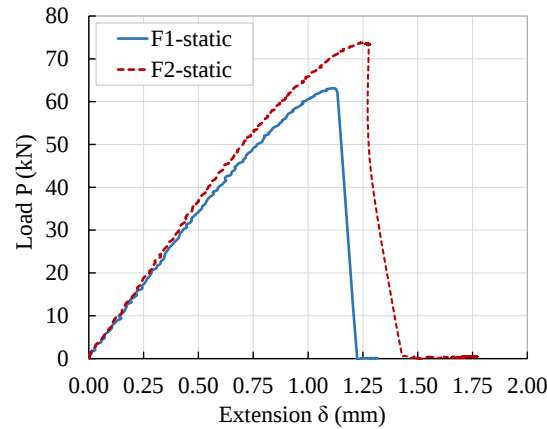


Figure 9. Load–extension curves for static tests after fatigue loading in specimens F1 and F2 (which survived 2 million cycles).

Table 4. Test results of fatigue specimens.

Spec.	t_a	P_{min}	P_{max}	ΔP	$\Delta\sigma_s$	P_{min}/P_{max}	$P_{max}/P_{u,static}$	N_{cycles}	$P_{u,fatigue}$	$P_{u,fatigue}/P_{u,static}$
	mm	kN	kN	kN	MPa				kN	
F-1	0.71	2.3	23.0	20.7	60	0.1	0.33	2,000,000	63.1	0.91
F-2	0.87	2.9	29.0	26.1	75	0.1	0.42	2,000,000	73.7	1.06
F-3	0.53	3.5	35.0	31.5	90	0.1	0.51	323,384	-	-

Where t_a is the adhesive layer thickness; P_{min} is the minimum load during fatigue test; P_{max} is the maximum load during fatigue test; $\Delta P = P_{max} - P_{min}$ is the fatigue load range; $\Delta\sigma_s$ is the fatigue stress range in metal; $R = P_{min}/P_{max}$ is the stress ratio; $P_{max}/P_{u,static}$ is the load ratio (ratio between the maximum load during fatigue test and the average static bond strength of control specimens); N_{cycles} is the number of load cycles; $P_{u,fatigue}$ is the residual static bond strength after 2 million fatigue cycles; $P_{u,fatigue}/P_{u,static}$ is the residual strength ratio.

During fatigue tests of adhesives at high loading frequencies, the temperature of the material usually shows a rising tendency, being this temperature rise higher as the frequency of load increases [25]. For this reason, the temperature in the joint during fatigue testing was registered using two thermocouples (one placed at each face of the specimen), positioned in contact with the CFRP laminate just in the joint centre (Figure 10). The aim of these measurements was to check that the temperature in the joint due to the high frequency of fatigue loading is well below the glass transition temperature T_g of the adhesive (58°C), so that this does not affect the strength of the double-strap CFRP-metal joint during testing. In all cases, the maximum temperature increase

(compared to room temperature) during testing was below 6.6°C, which is an acceptable value that do not affect the mechanical properties of the adhesive. Similar results are reported in [26], where the changes in the temperature developed in the adhesive layer of joints under different fatigue loading were insignificant compared to the possible change in the ambient temperature during the test.

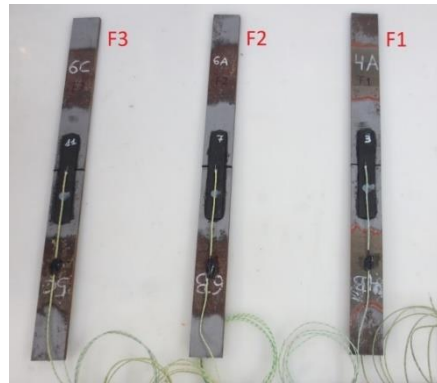


Figure 10. Fatigue specimens monitored with thermocouples.

3.3. Residual stiffness of double strap joints after fatigue loading

To evaluate the stiffness degradation of the adhesive joint subjected to constant cyclic loading, the applied load and crosshead displacement data were recorded during 1 second at a frequency of 175 Hz (175 data points per second) every 100,000 cycles. Based on the data recorded during the fatigue tests, load-extension curves are obtained. Figure 11 illustrates the fatigue cycles load-extension curves for specimens F1 and F2 at the first cycle, after 1 million cycles and after 2 million cycles, and the curves for F3 at the first cycle, after 200,000 cycles and after 323,000 cycles (at failure).

The stiffness K of the specimen can be defined as the slope of the load-extension curve of the double-strap joint test, $K = \Delta P / \Delta \delta$. The variation in this slope at different load cycles can represent the effect of fatigue loading on the stiffness degradation of the specimen, which is indicative of debonding initiation and propagation [27]. It can be seen from Figure 11 that the stiffness of all specimens that survived 2 million cycles did not change after fatigue loading (the stiffness of the specimens remained constant for stress ranges of 60 MP in F1 and 75 MPa in F2 in the metallic plates). As a result, it can be concluded that no crack initiation developed in the adhesive joint during fatigue loading at these stress levels, as crack initiation could be considered when K reduces to 90-95% of initial stiffness [27].

As it can be observed from Figure 11, the hysteretic energy loss during the fatigue cycles of F1 and F2 was minimal. This evidences that the CFRP and the adhesive did not contribute to the heat

generation (as measured by thermocouples attached to the CFRP laminates during testing), while the tensile stress in the metallic plates were below the yield point, as also reported in [27] for specimens with modern steel.

However, for the specimen with a stress range of 90 MPa in the metal (F3) and a load ratio $P_{max}/P_{u,static}$ of 0.51, the stiffness reduced 47.41% at the last fatigue cycles before failure (Figure 11). The observed stiffness reduction is clearly attributed to the immediate development of debonding, as this specimen F3 fails suddenly after 323,384 fatigue cycles.

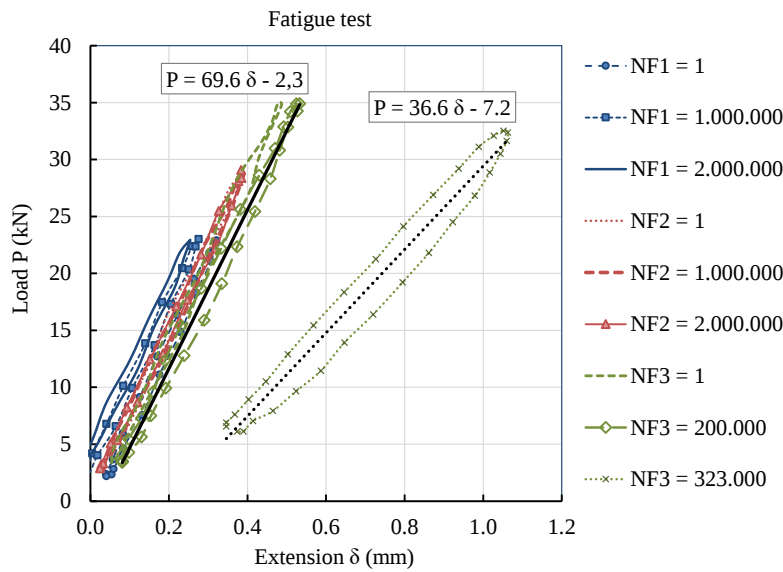


Figure 11. Load–extension cyclic curves for fatigue specimens F1, F2 and F3 at different cycles.

3.4. Residual bond strength

After fatigue tests, the residual static bond strengths $P_{u,fatigue}$ of specimens which survived 2 million cycles are compared with the static bond strengths of control specimens (Table 4). It is shown that fatigue loading has almost no influence on the residual bond strength, even when the load ratio $P_{max}/P_{u,static}$ is 0.42 (F2), as the residual strength ratio $P_{u,fatigue}/P_{u,static}$ is close to 1.00 in both cases. Even it is observed a higher residual bond strength for a load ratio of 0.42 (F2) compared to load ratio of 0.33 (F1), but this difference can be attributed to experimental variability. When the load ratio $P_{max}/P_{u,static}$ is more than 0.50 (F3), the specimen fails during fatigue test.

3.5. Failure modes

Six different failure modes of CFRP-metal bonded system under tensile loading are proposed by Zhao and Zhang [6]. The comparison of failure modes between static control specimens (S1 and S3), the specimen which survived fatigue loading (F1) and the specimen which failed during fatigue loading (F3) is given in Figure 12.

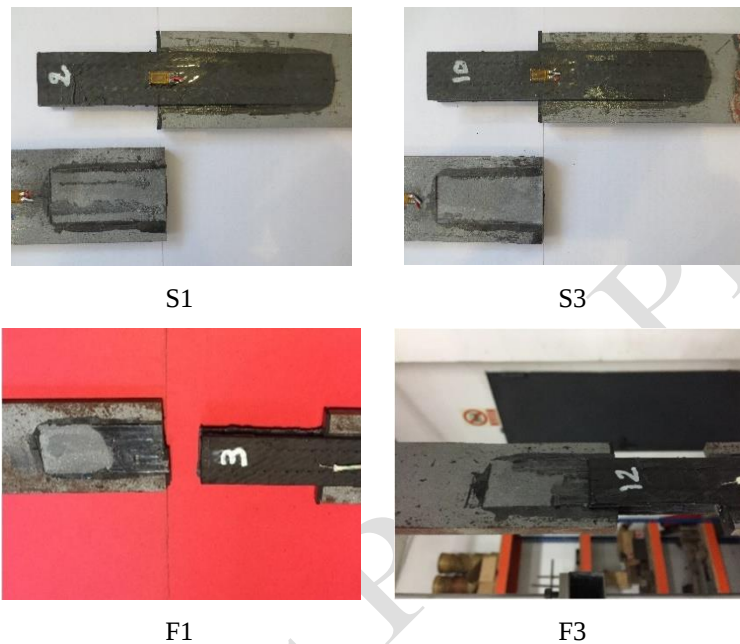


Figure 12. Failure modes of double-strap joints.

Concerning the failure mechanism, in control specimens failure mode was mainly metal/adhesive interface debonding, with some adhesive remaining in the metal surface (CFRP/adhesive interface debonding). In the case of fatigue tests, failure mode was mixed with metal/adhesive interface debonding (in the half end of the joint) and CFRP/adhesive interface debonding, with some carbon fibres remaining bonded to the metal. Regarding the expected failure of puddle iron under interlaminar shear, no delamination in the metal surface was observed during these tests. This observation could indicate that the internal laminar structure of this puddle iron is not an issue when considering CFRP strengthening of old bridges. This could be explained by a higher interlaminar shear strength within the metallic plate compared to the shear strength of the adhesive bond between the CFRP laminate and the metallic plate (being the adhesive layer the weakest point). Also, no fatigue damage was observed in the CFRP laminates for these loading levels, as it was expected [14].

3.6. Stress analysis in adhesive

During fatigue tests, CFRP debonding usually starts at stress concentration regions (gap between metallic plates) and propagate along the CFRP/adhesive interfaces [27]. At these fatigue sensitive zones, adhesive shear τ_a and peeling σ_a stresses are higher, so they are regarded as essential parameters to assess the fatigue lifetime of the bond between the metallic plates and the CFRP laminates when failure takes place in the adhesive. Since maximum loads do not exceed the yield stress of the metallic plates, all materials are under linear-elastic behaviour, so an elastic analysis can be performed to evaluate the stresses in the adhesive layer [6]. The stresses in the adhesive at the gap position are evaluated using the analytical model proposed in [28]:

$$\tau_a = -\frac{I}{b_a} \lambda C_1 \quad (1)$$

$$\sigma_a = \frac{I}{b_a} \left[\frac{a_3 C_1 \lambda^2}{a_1 \lambda^4 + a_2} - 2 \beta^2 C_4 \right] \quad (2)$$

Where,

$$\lambda = \sqrt{f_2/f_1} \quad , \quad f_1 = \frac{t_a}{G_a b_a} \quad , \quad f_2 = \frac{I}{(EA)_f} + \frac{2}{(EA)_s} \quad (3)$$

$$a_1 = \frac{t_a}{E_a b_a} \quad , \quad a_2 = \frac{I}{(EI)_f} \quad , \quad a_3 = \frac{y_f}{(EI)_f} \quad , \quad \beta^4 = \frac{a_2}{4a_1} \quad (4)$$

$$C_1 = N_{f0} - \frac{P}{f_2 (EA)_s} \quad , \quad C_3 = N_{f0} y_f - \frac{a_3}{a_2} \frac{P}{f_2 (EA)_s} - \frac{a_3 C_1}{a_2 + a_1 \lambda^4} \quad (5)$$

$$C_4 = \frac{I}{\beta} \frac{\lambda a_3 C_1}{a_2 + a_1 \lambda^4} + C_3 \quad (6)$$

where N_{f0} is the tensile force in the CFRP laminates and $y_f = t_f/2$; t_f is the CFRP laminate thickness; b_a is the adhesive width; E_a is the elastic modulus of adhesive; G_a is the shear modulus of adhesive; $(EA)_s$ is the axial stiffness of metallic plate; $(EA)_f$ is the axial stiffness of CFRP laminate; $(EI)_f$ is the bending stiffness of CFRP laminate; and P is the tensile loading during testing.

Together with the shear and peeling stresses in the adhesive layer, the maximum principal stress could be evaluated as [27,29]:

$$\sigma_{ppal} = \frac{\sigma_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_a}{2}\right)^2 + (\tau_a)^2} \quad (7)$$

Fatigue strength of double-strap joint can be evaluated using the maximum principal stress in the adhesive layer, which develops at the gap between the metallic plates (stress concentration region). This maximum principal stress in the adhesive σ_{ppal} can be used to characterize the failure in the adhesive layer, as it is assumed to be the governing fatigue stress in the double-strap joint. The maximum principal stress range in the adhesive $\Delta\sigma_{adh}$ is reported in Table 5 for the specimen geometry and material properties considered in the experimental tests, and it is computed as the difference between the maximum principal stresses in the adhesive at P_{max} and P_{min} during the fatigue cycle. As can be seen in Table 5, this stress range in the adhesive layer for specimens that survive 2 million cycles was below the tensile strength of the adhesive (19.0 MPa, see Table 1), but it was not the case when the specimen failed due to fatigue cycles (F3). The higher predicted stress by the analytical model in F3 compared to the tensile strength of the adhesive can be explained by a stress reduction in the real specimens at the gap position, which means that this analytical model produces conservative values of stress levels in the adhesive at the gap location.

Table 5. Fatigue tests parameters.

Spec.	P_{min}	P_{max}	ΔP	$\Delta\sigma_s$	$\Delta\sigma_{adh}$	N_{cycles}
	kN	kN	kN	MPa	MPa	
F-1	2.3	23.0	20.7	60	14.24	2,000,000
F-2	2.9	29.0	26.1	75	16.38	2,000,000
F-3	3.5	35.0	31.5	90	24.72	323,384

4. S-N curve for double-strap joints

In order to obtain an S-N curve representative of CFRP-metal double-strap joints subjected to fatigue loading, a database (126 tests) has been created with results consulted in the literature [27,30-37], with similar geometries and test parameters used in tests performed in the present work. The aim is to provide an estimation of the fatigue lifetime of CFRP-metal double-strap joints, and demonstrate that results on puddle iron specimens in the present work are comparable to those with modern steel in literature. This could provide confidence in the use of adhesively-bonded CFRP patches for the strengthening of old metallic bridges.

In Figure 13, the values of stress range in the metallic plate $\Delta\sigma_s$ (on the y-axis) versus the number of fatigue cycles N (on the x-axis) are represented on logarithmic scale for both axes. These data points correspond to specimens from database and present work that failed during fatigue cycles (32 data points). The double logarithm formula form (power function) shown in Equation (8) is used to describe the S-N curve of adhesively-bonded CFRP-metal double-strap joints.

$$\Delta\sigma_s = 10^A N^{-m} \quad (8)$$

where $\Delta\sigma_s$ is the stress range in the metallic plate during fatigue loading, N is the number of fatigue cycles, A and m are constants that can be obtained through a curve fitting to data points by using the least squares method. The mean S-N curve in Equation (9) is computed as the best-fit curve to the data, while the design curve in Equation (10) is considered 1.645 standard deviations below the mean curve, which means that 95% of the results lie above the design curve.

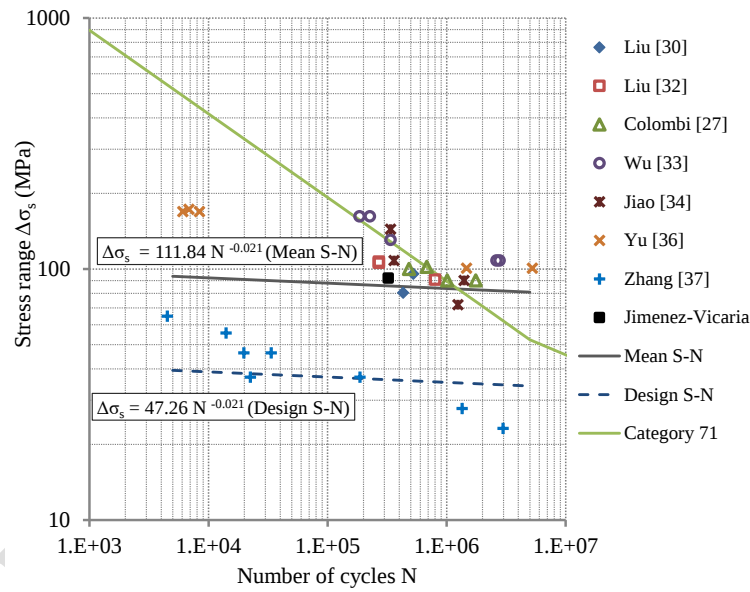


Figure 13. S-N curve in logarithmic representation for double-strap joints in database and present work (stress range in the metal $\Delta\sigma_s$).

$$\Delta\sigma_s = 111.84 N^{-0.021} \quad (\text{Mean S-N curve}) \quad (9)$$

$$\Delta\sigma_s = 47.26 N^{-0.021} \quad (\text{Design S-N curve}) \quad (10)$$

Also, the *category 71* fatigue limit curve for overlapped welded joint detail described in Eurocode 3 (S-N fatigue strength curve for direct stress range of 71 MPa in the steel) is also represented for

comparison in Figure 13, as a good correlation with experimental data on double-strap joints was previously reported in literature [27-29,31]. This curve is selected because it represents the fatigue limit of overlapped welded joints with an overlap length $50 \text{ mm} \leq l \leq 80 \text{ mm}$, similar to the bonded length of CFRP-metal double-strap joints tested. However, it can be seen in Figure 13 that the fatigue resistance of the CFRP-metal double-strap joints cannot be compared with that of overlapped welded joints (Eurocode 3 design category 71). The slope of the S-N curve for double-strap joints is significantly lower, and also the detail category (defined in Eurocode 3 as the stress range for and endurance of 2×10^6 cycles) is 35 MPa in the design S-N curve (well below 71 MPa). This can be explained because the fatigue failure in adhesively-bonded CFRP-metal double-strap joints takes place in the adhesive (or at the interface between adhesive and adherents), but not in the bare metal, so it is more appropriate to consider the S-N curve using the stress range in the adhesive $\Delta\sigma_{adh}$, instead of the stress range in the metal $\Delta\sigma_s$, for the fatigue evaluation of these double-strap joints.

In a similar way, the S-N curve in Figure 14 is a plot of $\Delta\sigma_{adh}$ (on the y-axis) versus N (on the x-axis) on logarithmic scales in both axes. For the computation of $\Delta\sigma_{adh}$, the formula in Equation (7) is used. The mean S-N curve in Equation (11) is computed as the best-fit curve to the data, while the design curve in Equation (12) is considered 1.645 standard deviations below the mean curve, which means that 95% of the results lie above the design curve.

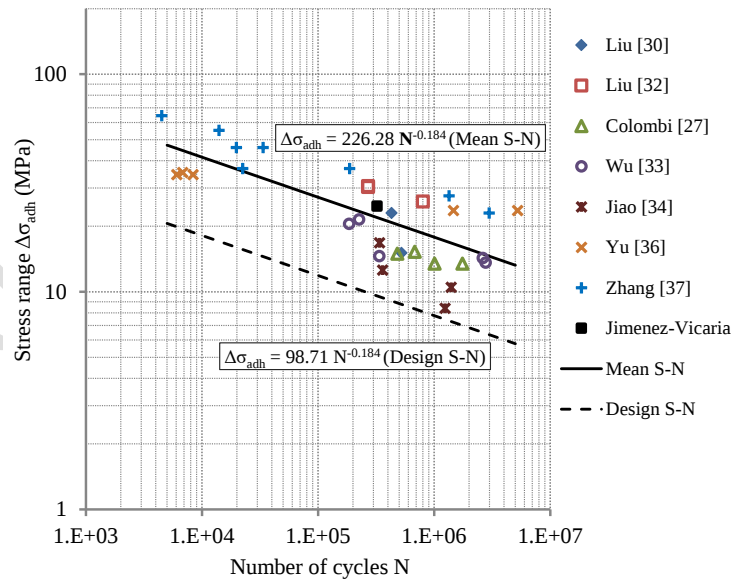


Figure 14. S-N curve in logarithmic representation for double-strap joints in database and present work (maximum principal stress range in the adhesive $\Delta\sigma_{adh}$).

$$\Delta\sigma_{adh} = 226.28 N^{-0.184} \text{ (Mean S-N curve)} \quad (11)$$

$$\Delta\sigma_{adh} = 98.71 N^{-0.184} \text{ (Design S-N curve)} \quad (12)$$

From the results of the fatigue life evaluated by stress range in the adhesive $\Delta\sigma_{adh}$, the fatigue limit (for 2×10^6 cycles) is considered to be approximately $\Delta\sigma_{adh,limit} = 6.8$ MPa in the design curve, and 15.7 MPa in the mean curve.

The fatigue strength curve obtained in Figure 14 is for a particular category of structural detail (in this case, CFRP-metal double strap joints bonded with epoxy adhesive). Also, it is important to mention that this fatigue strength curve is valid a priori only for specimens with the value ranges of the different properties of the joint specimen in Table 6, until a larger database can be used for a better curve-fitting.

Table 6. Test parameters ranges valid for the proposed fatigue curve.

	$\Delta\sigma_s$	$\Delta\sigma_{adh}$	P_{min}/P_{max}	$P_{max}/P_{u,static}$	E_{CFRP}	t_{CFRP}	l_{CFRP}	E_a	$f_{t,a}$	t_a
	N/mm ²	N/mm ²			N/mm ²	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	mm
Min	21.60	5.79	0.05	0.18	103500	0.37	60	1451	19.00	0.20
Max	212.40	64.39	0.43	0.80	478730	2.40	250	4500	41.30	1.10

4.1. Residual bond strength after fatigue loading

For the database specimens, the residual strength ratio ($P_{u,fatigue}/P_{u,static}$) is plotted against the load ratio ($P_{max}/P_{u,static}$) in Figure 15 and the number of fatigue cycles (N_{cycles}) in Figure 16 to reflect the effect of fatigue loading on the bond strength of double-strap joints. In this case, only the specimens from database that did not fail during fatigue cycles and were subsequently tested under static loading until failure are considered (83 data points). Contrary to the assumption that higher load ratios could reduce the residual strength ratio, it is shown from Figure 15 that the load ratio has no clear effect on the residual strength ratio. This can be concluded as data points are similarly dispersed (between 0.75 and 1.25) around the unity ($P_{u,fatigue}/P_{u,static} = 1.00$) for the whole range of load ratio values (from 0.18 to 0.62). In a similar way, Figure 16 shows that the residual strength ratio scatters on both sides of the base line of $P_{u,fatigue}/P_{u,static} = 1.00$, independently on the fatigue cycles the specimens survived before the static testing. Therefore, the observations in Figure 15 and Figure 16 indicate that the effect of load ratio and number of cycles on the residual static bond strength of double-strap joints has no clear tendency.

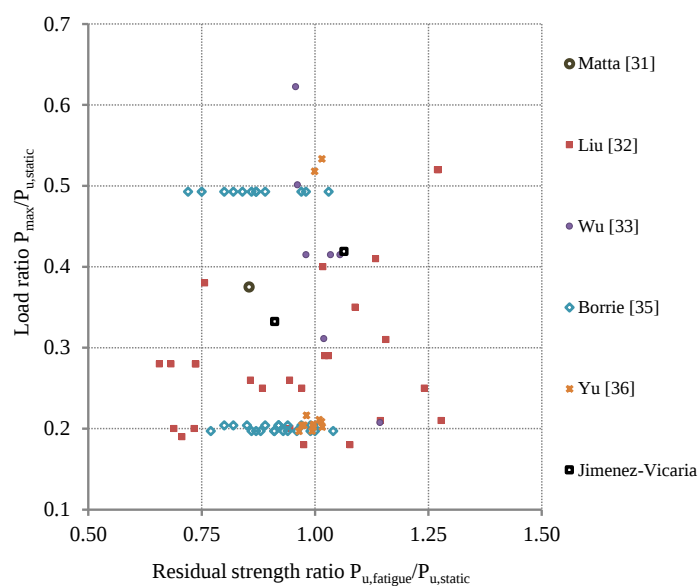


Figure 15. Effect of load ratio on the residual strength ratio of double-strap joints.

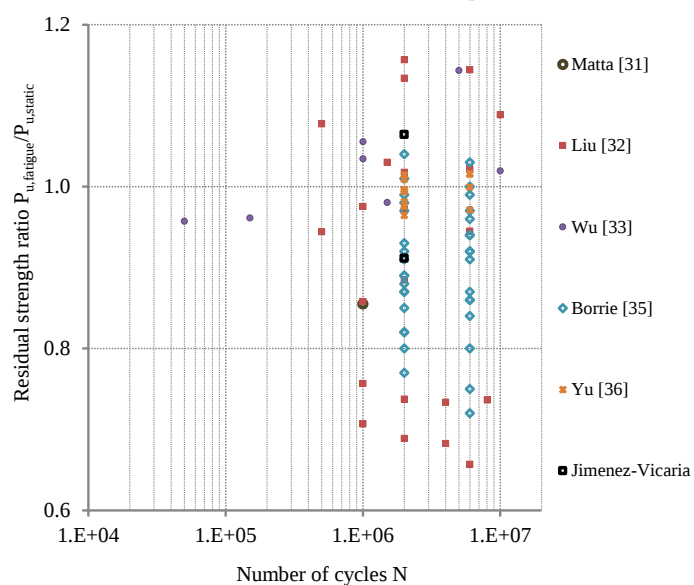


Figure 16. Effect of fatigue loading on the residual static bond strength of double-strap joints.

5. Conclusions

In this paper, the effect of fatigue loading on bond behaviour between CFRP laminates and puddle iron plates taken from an old railway bridge is investigated. The following conclusions can be drawn, based on the experimental observations:

- The particular properties of puddle iron seems to not affect the static bond strength of double-strap joints, as specimens with puddle iron had an average static bond strength consistent with results on modern steel specimens with the same geometry and same CFRP and adhesive. Also, these particular properties of puddle iron did not influence the effect of fatigue loading on the bond behaviour between CFRP and the puddle iron specimens, even when the load ratio was 0.42 (F2), as the residual strength ratio is close to 1.00. However, the number of tests with puddle iron is limited, so more tests should be performed in the future to confirm this.
- The temperature in the joint due to the high frequency of fatigue loading (10 Hz) was well below the glass transition temperature T_g of the adhesive, so this did not affect the strength of the double-strap CFRP-metal joint during fatigue testing (maximum temperature increase of 6.6°C is measured, comparable to the possible change in room temperature).
- The stiffness of puddle iron specimens that survived 2 million cycles (F1 and F2) did not change after fatigue loading, so no crack initiation was expected in the adhesive at load ratios below 0.42 (F2). For specimen tested under a load ratio of 0.51 (F3), a clear stiffness reduction (47.41%) was observed just before fatigue failure, attributed to the sudden development of debonding.
- The failure mode of puddle iron double-strap joints subjected to fatigue loading was similar to the observed in modern steel ones: metal/adhesive interface debonding and CFRP/adhesive interface debonding. No delamination under interlaminar shear within the puddle iron plates was observed after fatigue, so it can be said that CFRP strengthening could be applied to this puddle iron, although a more extensive experimental campaign should be done to confirm this.
- Based on experimental results, an S-N fatigue curve is obtained for CFRP-metal double-strap specimens, and a fatigue limit in terms of maximum principal stress range in the adhesive layer $\Delta\sigma_{adh}$ is proposed to be used in design guidelines. The fatigue limit, defined for 2×10^6 cycles in the design curve, is considered to be approximately $\Delta\sigma_{adh,limit} = 6.8$ MPa.

Further work should be performed in order to provide a larger database of fatigue data with puddle iron specimens, so a more accurate estimation of the fatigue lifetime of CFRP-metal double-strap joints with puddle iron can be obtained.

Acknowledgements

The research leading to these results has received partial funding from the European Union's Horizon 2020 Programme in the framework of the research project IN2TRACK under grant agreement n° 730841. The authors also wish to thank the laboratory technicians of ACCIONA Construction Technological Centre, where static tests were carried out, and the Laboratory of Science and Engineering of Materials of the University of Cantabria (LADICIM) where fatigue tests were carried out. Also, we want to mention that the mechanical and chemical characterization of puddle iron was performed by UTE SERS-TAM, and data was provided by the Technical Division of the General Directorate of Conservation and Maintenance of Adif (Spanish Railway Administrator).

Data Availability

The raw/processed data required to reproduce these findings cannot be shared at this time due to technical or time limitations.

References

1. Ghafoori, E., Hosseini, A., Al-Mahaidi, R., Zhao, X.L., Motavalli, M. Prestressed CFRP-strengthening and long-term wireless monitoring of an old roadway metallic bridge. *Engineering Structures*, 176 (2018), 585–605.
2. Robert J. Dexter and Justin M. Ocel. Manual for repair and retrofit of fatigue cracks in steel bridges. FHWA Publication No. FHWA-IF-13-020. March 2013.
3. Pipinato, A., Pellegrino, C. and Modena, C. Fatigue Behaviour of Steel Bridge Joints Strengthened with FRP Laminates. *Modern Applied Science*; Vol. 6, No. 10; 2012.
4. Hollaway LC, Cadei J. Progress in the technique of upgrading metallic structures with advanced polymer composites. *Prog Struct Mat Eng* 2002;4(2):131–48.
5. Cadei JMC, Stratford TJ, Hollaway LC, Duckett WH. C595 -Strengthening metallic structures using externally bonded fibre-reinforced composites. London: CIRIA; 2004.
6. Zhao XL, Zhang L. State of the art review on FRP strengthened steel structures. *Eng Struct* 2007;29(8):1808–23.
7. Schnerch D, Dawood M, Rizkalla S, Sumner E. Proposed design guidelines for strengthening of steel bridges with FRP materials. *Construction and Building Materials*, 2007;21(5):1001–10.

8. A. Shaat, D. Schnerch, A. Fam, S. Rizkalla, “Retrofit of Steel Structures Using Fiber Reinforced Polymers (FRP): State-of-the-Art”, Transportation Research Board (TRB) Annual Meeting, DC, USA Washington, 2004.
9. J.M.C. Cadei, T.J. Stratford, W.G. Duckett, L.C. Hollaway, Strengthening metallic structures using externally bonded fibre-reinforced polymers, Constr. Ind. Res. Inf. Assoc. (2004).
10. Jones SC, Civjan SA. Application of fibre reinforced polymer overlays to extend steel fatigue life. J Compos Construct 2003;7(4):331–8.
11. Deng J, Lee MMK. Fatigue performance of metallic beam strengthened with a bonded CFRP plate. Compos Struct 2007;78:222–31.
12. Taljsten B, Hansen CS, Schmidt JW. Strengthening old metallic structures in fatigue with prestressed and non-prestressed laminates. Constr Build Mater 2009;23:1665–77.
13. E. Lepretre, S. Chataigner, L. Dieng, L. Gaillet. Fatigue strengthening of cracked steel plates with CFRP laminates in the case of old steel material. Construction and Building Materials 174 (2018) 421–432.
14. Thomas Jollivet, Catherine Peyrac, Fabien Lefebvre. Damage of composite materials. Procedia Engineering, 66 (2013), 746- 758.
15. Moy, S.s.J.. (2014). Strengthening of historic metallic structures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. In book: Rehabilitation of Metallic Civil Infrastructure Using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites, pp.406-429.
16. Eurocode 3 – Design of Steel Structures – Part 1–9: Fatigue. European Committee for Standardization (CEN); 2005.
17. Jimenez-Vicaria, J. David, G. Pulido, M. Dolores and Castro-Fresno, Daniel. Influence of carbon fibre stiffness and adhesive ductility on CFRP-steel adhesive joints with short bond lengths. Construction and Building Materials (pending for publication).
18. Fernando, D., Teng, J. G., Yu, T. and Zhao, X. L. 2013. Preparation and Characterization of Steel Surfaces for Adhesive Bonding. Journal of Composites for Construction, 17(6), 04013012.
19. UNE-EN 6892-1. Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature.
20. UNE-EN ISO 148. Metallic materials - Charpy pendulum impact test.

-
21. Lacalle, R., Álvarez, J.A., Ferreño, D. et al. Influence of the Flame Straightening Process on Microstructural, Mechanical and Fracture Properties of S235 JR, S460 ML and S690 QL Structural Steels. *Exp Mech* 53, 893–909 (2013).
22. ASTM D3039/D3039M-08. Tensile properties of polymer matrix composite materials. American Society for Testing and Materials; 2008.
23. ASTM D638 - 14. Standard test method for tensile properties of plastics. American Society for Testing and Materials; 2008.
24. UNE-EN 10025-2. Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels.
25. Andrzej Komorek, Zenon Komorek, Aneta Krzyzak, Pawel Przybylek, Robert Szczepaniak. Impact of Frequency of Load Changes in Fatigue Tests on the Temperature of the Modified Polymer. *Int J Thermophys* (2017) 38:128.
26. Olajide, Sheriff.O., Arhatari, B.D., Progress on interacting fatigue, creep & hysteretic heating in polymer adhesively bonded composite joints, *International Journal of Fatigue* (2017).
27. Pierluigi Colombi, Giulia Fava. Fatigue behaviour of tensile steel/CFRP joints. *Composite Structures* 94 (2012) 2407–2417.
28. Bocciarelli M, Colombi P, Fava G, Poggi C. Fatigue performance of tensile steel members strengthened with CFRP plates. *Compos Struct* 2009;87:334–43.
29. Thay, V., Nakamura H. and S. Tezuka. Evaluation of fatigue durability of adhesively bonded joints between steel plate and CFRP laminates. *Proceedings of the Eighth International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering, CICE 2016, Hong Kong, China.*
30. H.B. Liu, X.L. Zhao and R. Al-Mahaidi. The effect of fatigue loading on bond strength of CFRP bonded steel plate joints. In: *Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005).*
31. Matta, F.; Karbhari, Vistasp M.; and Vitaliani, Renato. Tensile Response of Steel/CFRP Adhesive Bonds for the Rehabilitation of Civil Structures. *Structural and Engineering Mechanics*, Vol. 20, No. 5 (2005) 589-608.
32. H. B. Liu, X. L. Zhao and Al-Mahaidi. Effect of fatigue loading on bond strength between CFRP sheets and steel plates. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, Vol. 10, No. 1 (2010) 1-20.

33. Wu C, Zhao XL, Chiu WK, Al-Mahaidi R, Duan WH. Effect of fatigue loading on the bond behaviour between UHM CFRP plates and steel plates. *Compos Part B: Eng* 2013;50:344–53.
34. H. Jiao, H., Phan, H.B. and Zhao, X.L. Fatigue Behaviour of Steel Elements Strengthened with Stand CFRP Sheets. *Advances in Structural Engineering* Vol. 17 No. 12, 2014.
35. D. Borrie, H.B. Liu, X.L. Zhao, R.K. Singh Raman, Y. Bai. Bond durability of fatigued CFRP-steel double-lap joints pre-exposed to marine environment. *Composite Structures* 131 (2015) 799–809.
36. Qian-Qian Yu, Rui-Xin Gao, Xiang-Lin Gu, Xiao-Ling Zhao, Tao Chen. Bond behavior of CFRP-steel double-lap joints exposed to marine atmosphere and fatigue loading. *Engineering Structures* 175 (2018) 76–85.
37. Zhang, L., Cao, S. and Tao, X. Experimental Study on Interfacial Bond Behavior between CFRP Sheets and Steel Plates under Fatigue Loading. *Materials* 2019, 12, 377.

6.3. Artículo N°3

Título	Numerical and experimental evaluation of a CFRP fatigue strengthening for stringer-floor beam connections in a 19th century riveted railway bridge	
Autores	J. David Jiménez-Vicaria	GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, 39005 Santander (Spain); Centro Tecnológico ACCIONA Construcción, 28108 Alcobendas (Spain)
	M. Dolores G. Pulido	Instituto CC Eduardo Torroja – CSIC, 28033 Madrid (Spain)
	Daniel Castro-Fresno	GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, 39005 Santander (Spain)
Revista 	Metals Editorial: MDPI Special Issue: Non-Destructive Evaluation, Structural Health Monitoring, Vibration Analysis and Maintenance of Bridges with Steel Elements	
	Volumen	11
	Nº Artículo	603
	DOI	https://doi.org/10.3390/met11040603
	Fecha de aceptación	31 marzo 2021
	Fecha de publicación online	7 abril 2021
Indicadores de calidad	Factor de impacto JCR (2019)	2.117
	Categorías y posición (2019)	Metallurgy & Metallurgical Engineering (18/79) – Q1 Materials Science, Multidisciplinary (185/314) – Q3
	Citas (Octubre 2021)	Web of Science: 1; Google Scholar: 1

Author's post-print: Jimenez-Vicaria, J.D.; G. Pulido, M.D.; Castro-Fresno, D. "Numerical and Experimental Evaluation of a CFRP Fatigue Strengthening for Stringer-Floor Beam Connections in a 19th Century Riveted Railway Bridge". *Metals* **2021**, *11*, 603. DOI: <https://doi.org/10.3390/met11040603>.

Numerical and Experimental Evaluation of a CFRP Fatigue Strengthening for Stringer-Floor Beam Connections in a 19th Century Riveted Railway Bridge

J. David Jimenez-Vicaria^{1,2,*}, M. Dolores G. Pulido³ and Daniel Castro-Fresno²

¹ Centro Tecnológico ACCIONA Construcción, Valportillo Segunda 8, 28108 Alcobendas (Spain)

* Corresponding author: josedavid.jimenez.vicaria@acciona.com

² GITECO Research Group, Universidad de Cantabria, Avda. de los Castros 44, 39005 Santander (Spain); jose-david.jimenez@alumnos.unican.es (J.D.J.-V.); castrod@unican.es (D.C.-F.)

³ Instituto CC Eduardo Torroja – CSIC, Serrano Galvache 4, 28033 Madrid (Spain); dpulido@ietcc.csic.es

Abstract

A local and global finite element analysis of the stringer-floor beam connection of a 19th century riveted railway bridge in Spain made of puddle iron were performed to obtain the maximum principal strains in the riveted connecting angles corresponding to bending moments from train loading on the bridge. Due to the anisotropic nature of puddle iron, the connecting angles were modelled using Hill anisotropic plasticity potential and a parametric study in the local FE model of the connection was performed. A laboratory specimen fabricated with original stringers dismantled from the railway bridge was tested to calibrate the numerical models, so the yield stress ratio that best fitted experimental results was obtained. Based on the method of constant fatigue-life diagram and modified Goodman fatigue failure criterion, it was detected that the connecting angles were prone to fatigue crack initiation, as the combination of mean stress and alternating stress amplitude at the toe of the angle fillet remained outside the infinite fatigue-life region. An innovative strengthening system based on adhesively-bonded carbon-fiber reinforced polymer (CFRP) angles was designed to prevent fatigue crack initiation in the connecting angles of the stringer-floor beam connection. Different CFRP laminate layouts were numerically evaluated and a proper configuration was obtained that reduced both the mean stress and the alternating stress amplitude in the connecting angle to shift from finite fatigue-life region to infinite fatigue-life region in the constant fatigue-life diagram. To validate the effectiveness of

the proposed CFRP strengthening method, its application on a second laboratory specimen fabricated with original stringers was evaluated experimentally and compared with numerical results. The research study conducted showed that the use of adhesively-bonded CFRP angles was an effective strengthening system in reducing the stress level in the fillet region of the puddle iron connecting angles (where fatigue cracks are prone to initiate) and consequently could increase fatigue life of the stringer-floor beam connection.

Keywords: strengthening; carbon-fiber reinforced polymers (CFRP); puddle iron; riveted railway bridge; stringer-floor beam connection; fatigue; laboratory tests; finite element analysis (FEA).

1. Introduction

In Europe, more than 35% of railway bridges are more than 100 years old [1], so they are reaching the end of their expected service life. Many riveted metallic railway bridges constructed from the end of the 19th century to the beginning of the 20th century are still in operation and are often subjected to heavier loads than those for which they were originally designed. In view of the large number of riveted railway bridges in Europe, as well as their considerable age, strengthening of these structures to extend their remaining life is a worldwide priority requiring attention of bridge engineers, which is economically and environmentally preferable to demolishing and replacing them with new bridges.

Old riveted metallic railway bridges have been subjected to a large number of cyclic loads during their service life, so many of them could experience fatigue damage in certain construction details, limiting their residual life. A typical fatigue-prone detail found in these bridges is the stringer-floor beam connection by means of connecting angles riveted to both the stringer and floor-beam webs. A relatively large number of damage cases have been reported for stringer-floor beam connections in riveted metallic bridges [2,3]. These connections have some rotational stiffness, partially restraining the rotation of stringer ends [4]. Consequently, bending moment develops at stringers ends, subjecting the connecting angles to tensile stresses that might be high enough to result in fatigue cracking at the angle fillet [5]. To prevent the fatigue crack initiation of connecting angles and consequently to extend the service life of these connections, the stresses in those fatigue-prone details could be reduced by the application of strengthening strategies.

CFRP plates adhesively-bonded to the connection may result in a promising technique to reduce stress levels in these fatigue-prone areas. The advantages of this technique, compared to the traditional repairing method based on bolted or welded steel plates, are related to the drawbacks inherent to these traditional techniques. Existing riveted bridges are made of metallic materials

that are not always weldable and holes drilled for bolted connection of strengthening plates may weaken even more the element and reduce fatigue life. In addition, CFRP plates do not corrode and are lightweight, which is advantageous compared to steel strengthening plates [6].

Many research works have proved the efficiency of adhesively-bonded CFRP plates to increase the fatigue life of metallic structures. Most of them focused on the study of the fatigue resistance of the bond between the CFRP plate and the metal substrate in strengthened tensile members [7-9] or flexural members (beams) strengthened at the bottom (tensile) flange [10-13], both using laboratory-scale specimens. A limited number of field applications of CFRP-strengthening of old metallic bridges or laboratory tests with real-scale specimens dismantled from bridges have been reported in the literature [14,15]. Recently, a 122-year-old roadway metallic bridge in Melbourne (Australia) was strengthened using two different retrofitting techniques using CFRP plates for the reduction of tensile stresses in the bottom flange of the I-section cross-girders of the bridge [16]. On-site short-term strain measurements before and after strengthening demonstrated that the tensile stresses in the bottom flange of the cross-girders were reduced approximately 15% and 44% by the application of the proposed nonprestressed bonded and prestressed unbonded CFRP plates, respectively. Similarly, a roadway steel welded bridge in Madrid (Spain), built around 1965, was retrofitted by the adhesion of CFRP plates placed transversally to butt welds subjected to cyclic tension forces in the bottom flange of the main longitudinal steel girders [17]. From on-site strain measurements, a 20–30% stress reduction in the butt welds was obtained after CFRP strengthening, allowing for an increase in the remaining service life of these fatigue-prone details.

All these studies and interventions focused on the strengthening of metallic elements subjected to tension forces (e.g., bottom flanges of girders in flexure) and not on the connections between different elements in the structure (e.g., stringer-floor beam connections). For stringer-floor beam riveted connections, finding an effective strengthening solution is a considerable challenge owing to the lack of space for the intervention, the presence of rivets and the complexity of the geometry in these details. A recently published research study proposed the application of prestressed CFRP rods for strengthening stringer-floor beam connections in old riveted metallic bridges [18]. This system consisted of a mechanical wedge-barrel anchor to hold the prestressed CFRP rod and a clamping system attached to the parent structure to transmit forces via friction. These prestressed CFRP rods applied a compressive load on both sides of the stringer and consequently, a sagging moment opposing the out-of-plane deformation of the angles, which resulted in a reduction of more than 40% of the tensile stresses at critical locations in the connecting angles. Despite this innovative system developed in [18], authors of the present research work consider that there is a lack of strengthening strategies using adhesively-bonded CFRP for the connections between

different members of metallic bridges (such as stringer-floor beam connections), which are often more critical with reference to fatigue [4] than tensile or flexural members.

An innovative strengthening system based on adhesively-bonded CFRP angles was designed and evaluated in this article to extend the fatigue life of stringer-floor beam connections of riveted metallic railway bridges. A method based on the constant fatigue-life diagram [19] was used for the design of a proper CFRP strengthening system required to prevent fatigue crack initiation in connecting angles of stringer-floor beam connections. To confirm the effectiveness of the proposed strengthening method, its application on a laboratory specimen fabricated with original stringers dismantled from a 19th century riveted railway bridge in Spain was evaluated experimentally and compared with numerical results. Static bending loading tests were performed on both non-strengthened and strengthened stringer-floor beam connection specimens to confirm the effects of strengthening method in reducing stress range in the fatigue-prone detail, highlighting the possibility of utilizing such a preventive strategy before fatigue crack initiation to increase the lifetime of these connections.

2. Global FE Model of Redondela Bridge

2.1. Bridge Description

Redondela Bridge was built in 1884 by the Spanish company La Maquinista Terrestre y Marítima using puddle iron as the construction material [9] and it is still in operation. According to the Spanish Railway Infrastructure Administrator (Adif), trains speed on this bridge is limited to 80 km/h. As reported in the original project and drawings [20], it is a three-span symmetric continuous riveted truss bridge over Alvedosa River in Redondela (Pontevedra, Spain), with a total length of 149.5 m (central span 57.5 m and two lateral spans 46.0 m each), supported on two intermediate metallic truss piers (17.3 m high) and masonry abutments. The main longitudinal girders are two riveted parallel trusses 5.2 m high and 3.5 m apart, with 65 panels separated every 2.3 m (Figure 1). As shown in Figure 2, both top and bottom chords of the main girders consist of combined riveted plates (a vertical plate 450×13 mm and a horizontal plate 500×13 mm) and two $L90 \times 90 \times 13$ mm angles, creating a T-shaped cross-section. The bottom chord has the same geometry as the upper chord, but the T-shaped section is reversed upside down. Additional horizontal plates (500×13 mm, 500×14 mm and 500×10 mm) are added to both top and bottom chords cross-sections at different locations along the length of the bridge to resist the corresponding bending moment (Figure 1).

At the top chord, the main girders are connected transversally by double-T riveted floor beams, composed of a 500×10 mm vertical plate and four $L75 \times 75 \times 10$ mm angles (Figure 2b) and

separated every 2.3 m (panel length). These floor beams are connected longitudinally by double-T riveted stringers, which comprise a 350×7 mm vertical plate, four $L70 \times 70 \times 8$ mm angles and also a 200×16 mm steel plate (Figure 2b) welded to its top flange angles during strengthening works in the past (not included in original drawings). The wooden sleepers rely on the stringers and the rails are vertically coincident with the stringers. In addition, the main girders are transversally connected, every 2.3 m, by a vertical cross bracing system with two $L55 \times 55 \times 6$ mm angles connecting diagonally top and bottom chords, two $L90 \times 90 \times 11$ mm angles connecting the bottom chords and an $L80 \times 80 \times 10$ mm angle fixed at middle high of main girders (Figure 2a). Finally, a horizontal cross bracing system connects the bottom chords with $L100 \times 70 \times 10$ mm angles (plan view in Figure 1).

Top and bottom chords are connected by vertical web members (posts) formed by two $L90 \times 60 \times 10$ mm angles (except at piers and abutments, where these posts have an increased cross-section as shown in Figure 2b, according to reactions at supports). In addition, a double lattice of diagonal web members with an inclination of 48.5° with respect to the horizontal is riveted alternately on either side of the chords. The cross-section of diagonals varies between two $L75 \times 75 \times 7$ mm angles (diagonal type D1) and a T-section composed of a 180×14 mm plate and two $L90 \times 90 \times 13$ mm angles (diagonal type D6), depending on its position along the bridge length (Figure 1) to resist corresponding shear forces. The different elements used to build top and bottom chords cross-sections, as well as diagonal cross-sections, are detailed in Table 1.

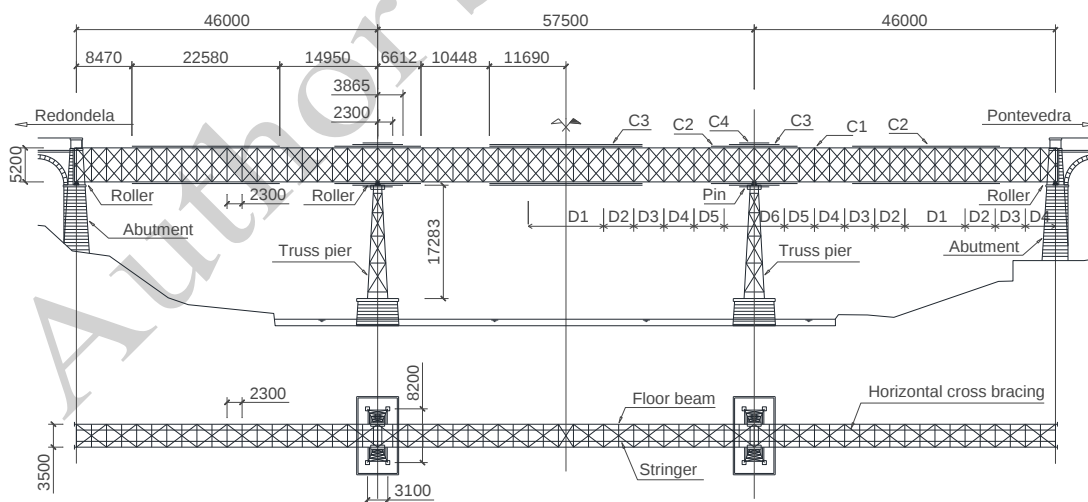


Figure 1. Redondela Bridge drawings: elevation and plan views (all dimensions in mm).

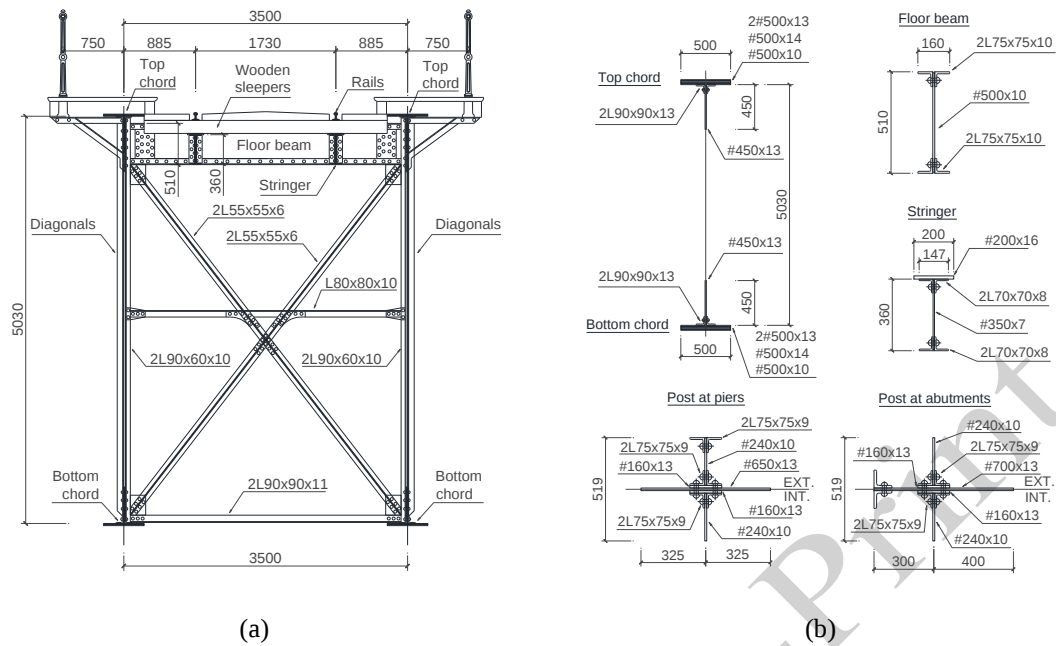


Figure 2. Redondela Bridge drawings: cross-sections (all dimensions in mm). (a) Bridge cross-section. (b) Element cross-sections.

Table 1. Cross-section of main chords and diagonals.

Top/Bottom Chords		Diagonals	
C1	2L90 × 90 × 13 + #450 × 13 + #500 × 13	D1	2L75 × 75 × 7
C2	2L90 × 90 × 13 + #450 × 13 + 2#500 × 13	D2	2L80 × 80 × 9
C3	2L90 × 90 × 13 + #450 × 13 + 2#500 × 13 + #500 × 14	D3	2L80 × 80 × 10
C4	2L90 × 90 × 13 + #450 × 13 + 2#500 × 13 + #500 × 14 + #500 × 10	D4	2L80 × 80 × 10 + #160 × 10
-	-	D5	2L80 × 80 × 13 + #160 × 12
-	-	D6	2L90 × 90 × 13 + #180 × 14

2.2. Bridge Numerical Model

A 3D finite element analysis of Redondela Bridge was performed using software SAP2000® v20 [21] to obtain the maximum bending moment at the stringer-floor beam connections due to train loading. The model geometry was based on the original construction documents of the bridge [20], according to the bridge description in previous section. The model was created using frame elements and rigid connections at joints (moments are transferred through the joints) as suggested in [22,23] for this type of riveted bridges (Figure 3). Only stringer-floor beam connection nodes were modelled with partial fixity springs for moments, which simulates the rotational stiffness of

the connection between stringer web and floor beam web by means of riveted connecting angles, which is the fatigue-prone detail of interest in this study. The value of rotational stiffness used in the global FE model of Redondela Bridge was obtained from the moment-rotation curve of the stringer-floor beam connection in the local FE model that is analyzed in the next section.



Figure 3. General view of Redondela Bridge and 3D numerical model using SAP2000® software.

For this global FE model, nonlinear mechanical properties of the metallic material were not considered, since only service loads were applied in the model and bridge elements are expected to remain below yielding, as also reported in [23,24] for this type of analysis. Only elastic material properties of puddle iron were used, with a modulus of elasticity of 198 GPa and a Poisson coefficient of 0.30, according to a previous characterization of this material [9]. Global boundary conditions of the model simulated the support conditions of the bridge. Original project documents [20] indicated that the bridge was a three-span continuous bridge supported with simple bearing rollers on both abutments and first pier (allowing longitudinal translation), while using pin connections on the second (Pontevedra side) pier (Figure 1).

An influence-based moving load analysis with vehicle live load pattern [21] was performed, with axle loads applied directly to the stringer frames, neglecting the beneficial effect of any load spread due to the rails and sleepers. Two paths, one for each rail on the track, were defined in the model and assigned to corresponding stringer frames, where the vehicle load was applied. Since historical traffic loads on the bridge along its service life are not known, the vehicle for fatigue analysis was defined based on the UIC Load Model 71 (Figure 4a), as this is the most common procedure for the determination of maximum stress amplitude in fatigue-prone details of railway bridges, as reported in [25-27]. For comparison purposes, two additional vehicle loads based on locomotive-hauled freight trains were defined in the bridge model. The first one is the load model

of the Spanish Standard for Railway Bridges published in 1902 (Figure 4b), as this can give an approach of the maximum bending moment at stringer-floor beam connections of the bridge during the first years after the construction of Redondela Bridge. The second one, a common locomotive for freight trains currently used in the Spanish railway network, Renfe 335 Series (Figure 4c), followed by Renfe JJ92 wagons, was also analyzed to consider a more realistic traffic scenario on the bridge.

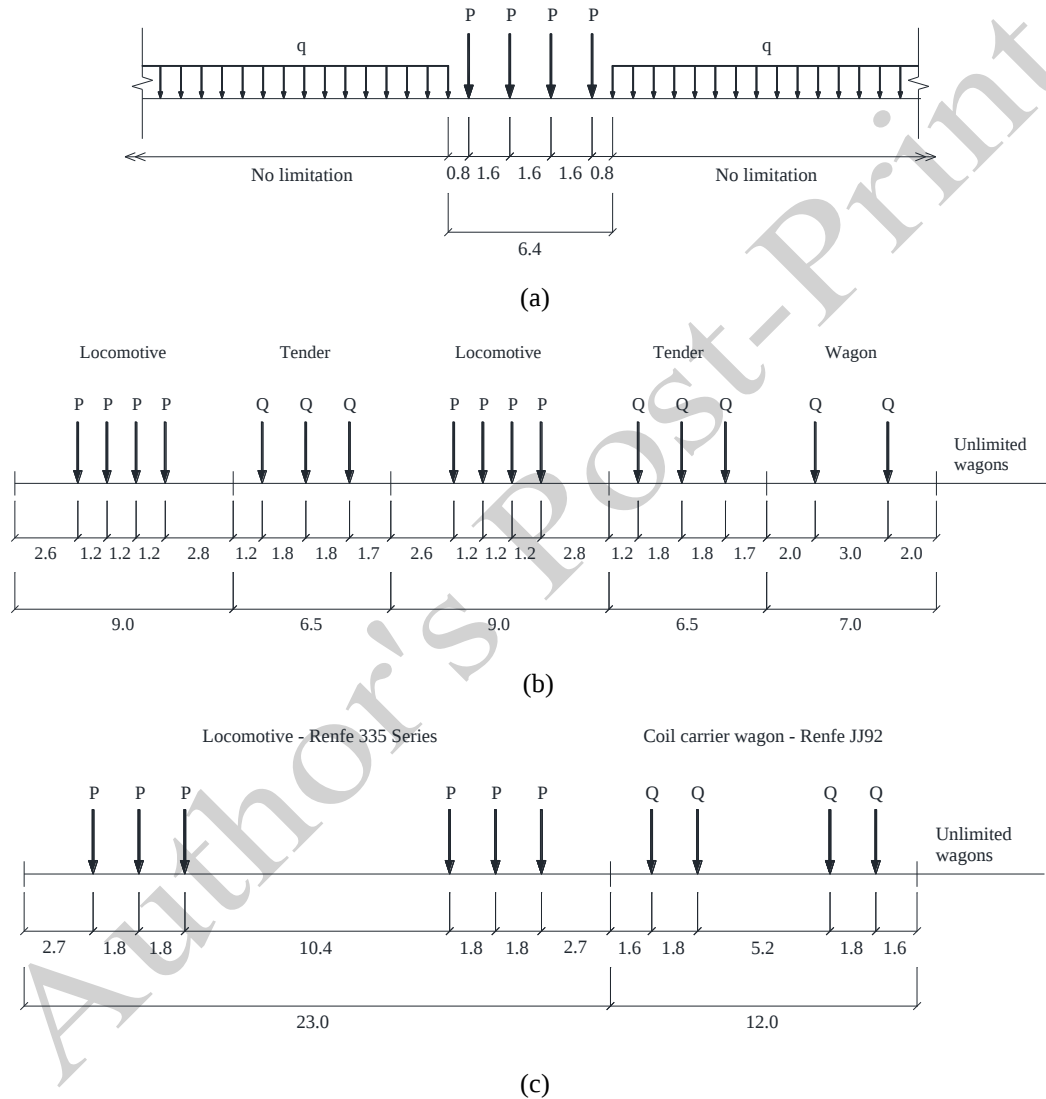


Figure 4. Train load models considered for the global FE analysis of the bridge (all dimensions in m).

(a) UIC Load Model 71 according to [25]. (b) Load Model of the Spanish Standard for Railway Bridges in 1902 according to [29]. (c) Renfe 335 Series Locomotive + Renfe JJ92 wagons.

Based on an analysis by the authors of the different wagons offered by Renfe (main railway operator in Spain), Renfe JJ92 wagon is one of their heaviest wagons, so this one was selected from a conservative point of view. The axle loads (P for locomotive and Q for wagons) for each load model considered are 190

shown in Table 2. The self-weight of the bridge metallic members (8 t/m³ to consider elements not modelled [28], such as rivets and other connecting elements) and the superimposed dead load due to the sleepers and rails of the track (adopted as 1 kN/m for each rail) were also taken into account in the global FE model of the bridge.

Table 2. Axle loads for each vehicle model analyzed.

Load Model	P (kN)	Q (kN)	q (kN/m)
UIC Load Model 71	250	-	80
Spanish Standard 1902	130	105	-
335 locomotive + JJ92 wagons	205	225	-

To check if the first natural bending frequency n_0 of the bridge is within the limits recommended in [25] to avoid the need of a dynamic analysis ($2.00 \text{ Hz} < n_0 < 4.18 \text{ Hz}$ for the determinant length of the bridge $L_\phi = 64.8 \text{ m}$), a modal analysis was carried out. The first six mode shapes and their corresponding natural frequencies of the bridge were obtained and the results are presented in Figure 5. Although the first natural bending frequency ($n_0 = f_2 = 1.58 \text{ Hz}$) is slightly below the lower limit (n_0 , lower = 2.00 Hz), for this particular case (continuous bridge with maximum nominal train speed of 80 km/h), a dynamic analysis is not required according to [25], so train loads were applied quasi-statically.

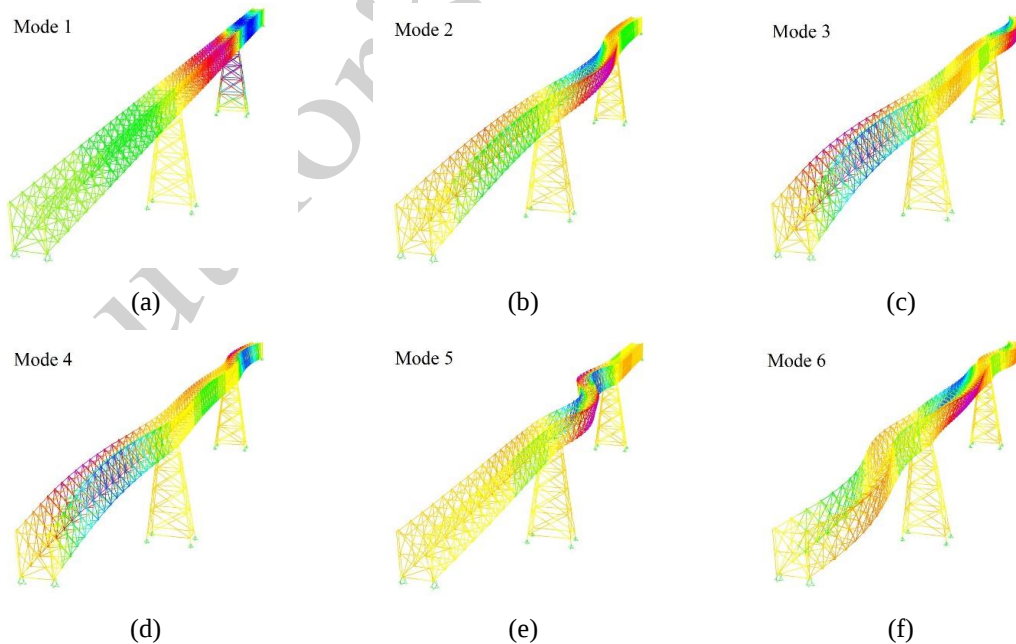


Figure 5. First six mode shapes and their corresponding natural frequencies of the bridge. (a) Mode 1, $f_1 = 1.53 \text{ Hz}$. (b) Mode 2, $f_2 = 1.58 \text{ Hz}$. (c) Mode 3, $f_3 = 2.13 \text{ Hz}$. (d) Mode 4, $f_4 = 2.25 \text{ Hz}$. (e) Mode 5, $f_5 = 3.87 \text{ Hz}$. (f) Mode 6, $f_6 = 4.91 \text{ Hz}$.

3. Stringer-Floor Beam Connection Specimens

3.1. Description of Test Specimens

During retrofitting works of Redondela Bridge in 2017, some original stringers were dismantled with their riveted end-connecting angles for laboratory testing of the fatigue-prone detail of stringer-floor beam connection. Two laboratory specimens were fabricated using the original stringers from Redondela bridge: one specimen to replicate the connection in the bridge (non-strengthened) and to calibrate the numerical models; and an identical second specimen, but strengthened with a carbon-fiber reinforced polymer (CFRP) system to evaluate its effects on increasing the fatigue life of the detail.

Each test specimen was built-up with two original stringers from Redondela Bridge, connected by means of their original connecting angles to the web of an HEB-600 hot-rolled laminated S275 steel profile, which would correspond to the floor beam web in the bridge. The original floor beams could not be used for these tests as these elements remained in the bridge (only stringers with their riveted connecting angles were extracted from the bridge). The original cross-section of the stringer was composed of four flange angles $L70 \times 70 \times 8$ (top and bottom flanges) riveted to a web plate with a height of 350 mm and a thickness of 7 mm as shown in Figure 6a. The rivet sank was 21 mm in diameter, the rivet head was 37 mm diameter and the spacing between horizontal rivets (connecting the flange angles to the web plate) was 120 mm. During strengthening works in the past, a 200 mm width and 16 mm thickness steel plate was welded to original top flange angles, although the assembly of the test specimen was placed upside down with respect to the original position in the bridge and this welded plate appears at the bottom in Figure 6a. The connecting angles (to connect the stringer web to the floor beam web), which represent the fatigue-prone detail of interest in this study, were also $L70 \times 70 \times 8$ angles with a length of 344 mm, riveted with 21 mm diameter rivets to both stringer web (with 4 rivets) and floor beam web (with three rivets per angle). The vertical spacing between these rivets in the connecting angles was 94 mm and the gauge distance of the angle leg (distance between the center of rivet hole and the external face of angle leg) was 39 mm, as shown in Figure 6a. Because of the difficulty in replicating the riveting technique for these test specimens to obtain rivets with similar mechanical properties as the originals, DIN 933 M20 grade 6.8 carbon steel bolts were used for the connection of the angles to the HEB-600 profile web. These low-grade steel bolts were used to better approximate the strength of puddle iron rivets, compared to commonly used high-strength grade 8.8 bolts.

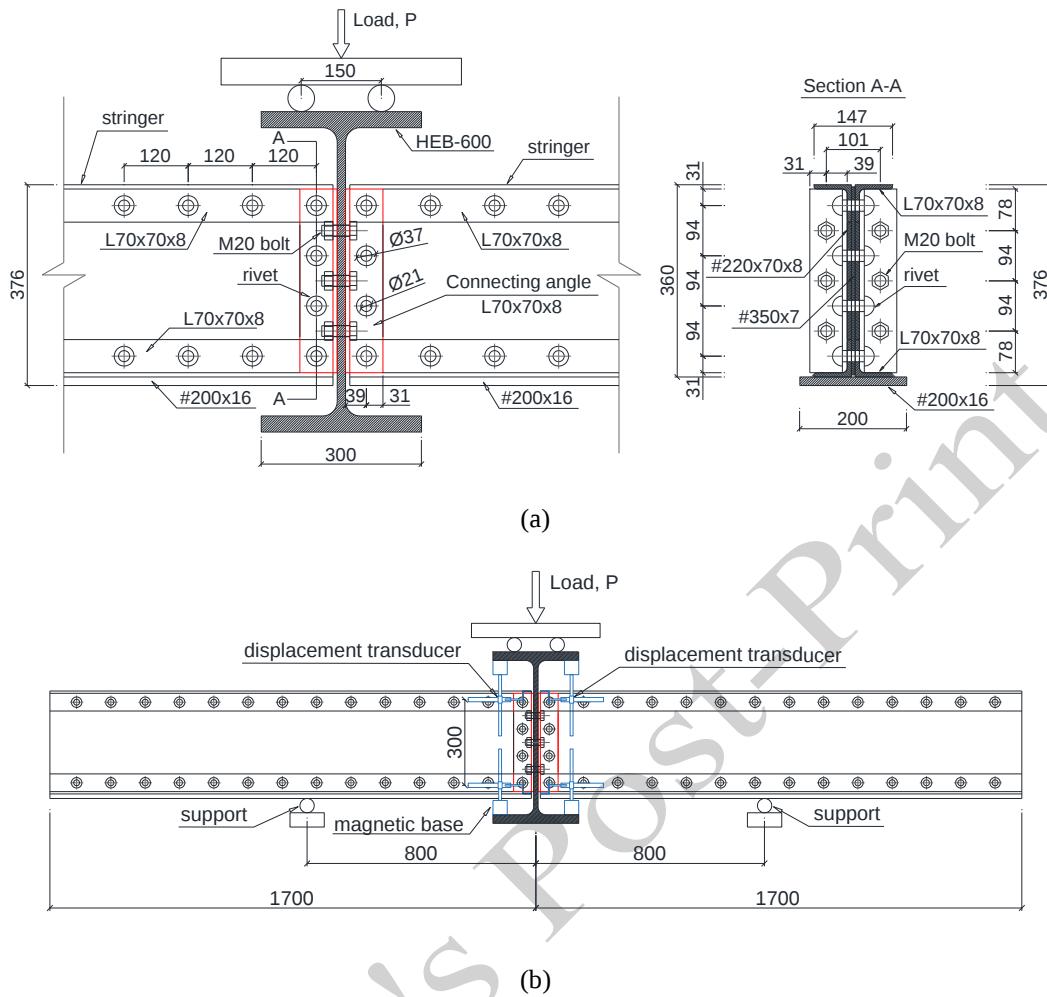


Figure 6. Sketches of the tested connections with original stringers from Redondela bridge (all dimensions in mm). (a) Details of the connection. (b) Test set-up.

3.2. Materials Properties

From tensile tests on puddle iron coupons tested according to UNE-EN 6892-1 [30], an average tensile modulus of elasticity, yield stress and tensile strength of 198 GPa, 313 MPa and 367 MPa were obtained, respectively [9]. Due to the difficulties in testing rivet specimens for their mechanical characterization, mechanical properties of rivets were assumed the same as used for puddle iron plates. Mechanical properties of S275 steel (for HEB-600 profile) and M20 grade 6.8 carbon steel bolts were assumed according to reference values in standards UNE-EN 10025-2 [31] and ISO 898-1:2013 [32], respectively. The mechanical properties of these metallic materials are listed in Table 3.

Table 3. Mechanical properties of metallic materials used.

Mechanical property	Puddle Iron	Rivets	S275 Steel	Grade 6.8 Bolt
Tensile modulus (GPa)	198	198	210	210
Yield strength (MPa)	313	313	275	440
Tensile strength (MPa)	367	367	430	600

3.3. Test Set-Up and Instrumentation

Each of the specimens was 3.4 m in length (double the length of cut stringers from the bridge, 1.70 m) and was simply supported on the rollers of the bending press machine at a span length of 1.60 m (to represent the distance between two consecutive point loads on UIC Load Model 71, Figure 4a). Vertical load was applied to the top flange of the HEB-600 profile from a Proeti bending press machine with a 500 kN load cell (Figure 7), with a loading rate of 150 N/s (load-controlled). To apply the same bending moment at the connection as in the bridge, the assembly of the test specimen was placed upside down with respect to the original position in the bridge (plate #200 × 16 was placed at the bottom, Figure 6a). In this way, the distortion-induced strains in the connecting angles due to bending moment would develop at the same location as they had in the bridge. To monitor these strains, a foil strain gauge rosette (3-axis strain gauge) was mounted on each connecting angle (fatigue-prone detail) of the stringer-floor beam connection specimen. Based on previous research works [4,33] strain rosettes were placed coincident with the bottom connecting bolt and immediately after the toe of the angle fillet (Figure 8a), close to the position where maximum principal (tensile) strain, which typically produces fatigue cracking in this detail, was expected to develop during testing.

To measure the rotation of the connection during test, displacements transducers were placed horizontally both at bottom and top of the connection (Figure 6b). These transducers were fixed by means of magnetic bases to the flanges of the HEB-600 profile, while the transducers ends were in contact with small angles welded to the bottom and top flanges of the stringer. To compute the rotation of the connection, the arc tangent of the quotient between the measured horizontal displacement increment (summation of bottom and top displacements in Figure 8b, $\delta_{inf} + \delta_{sup}$) and the vertical distance between the bottom and top measure points (300 mm) was obtained during testing.



Figure 7. Laboratory test of the non-strengthened connection.

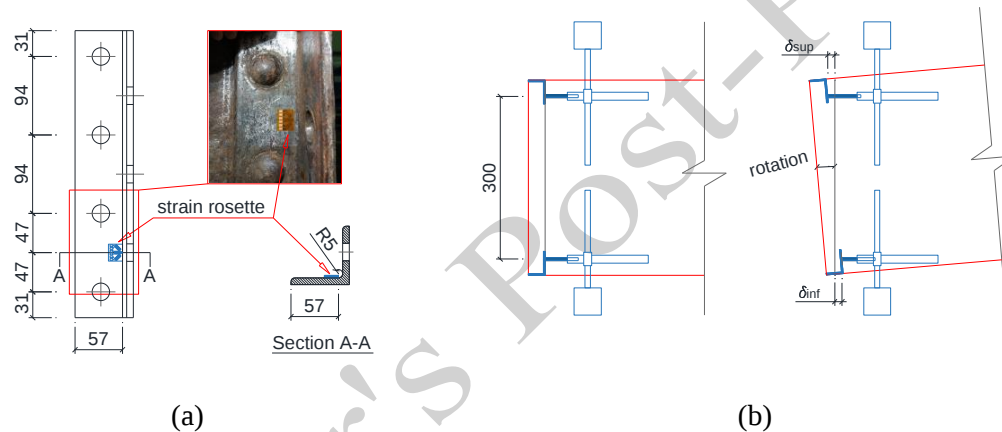


Figure 8. Instrumentation of stringer-floor beam connection specimens (all dimensions in mm). (a) Strain rosette. (b) Displacement transducers.

4. Local FE Model of Stringer-Floor Beam Connection

4.1. Model Description

A 3D finite element analysis was performed using commercial FE-code Abaqus© v6.13 to obtain the moment-rotation curve for the stringer-floor beam connection. This numerical model was calibrated based on the laboratory test described in previous section. The 3D model was created by the assembly of nine solid parts (Figure 9a): stringer web (1), top flange (2), bottom flange (3) and rivets (4) to connect stringer flanges to web; connecting angle (5), mounting plate (6) and rivets (7) to connect angle to stringer; floor beam profile (8) and bolts (9) to connect angle to floor beam. All these parts were modelled as 3D deformable solids, meshed with eight-node first-order brick (hexahedral) elements enhanced with incompatible modes (C3D8I). The use of this element

formulation is recommended for bending-dominated problems [34], because these elements are fully integrated (hourglass effect related to reduced integration elements C3D8R is avoided) with added internal degrees of freedom (incompatible deformation modes) eliminating the shear locking phenomena (presented with full integration elements C3D8). To reduce computation effort, a shell part modelled using first order (four-node) shell elements with reduced integration formulation (S4R) and enhanced hourglass control was used for the stringer (10) sufficiently far away from the riveted connecting angle, where high stress concentrations are not expected. A surface-based shell-to-solid coupling was used for the transition from the shell elements to the brick elements (Figure 9b), coupling the motion of the nodes along the edge of the shell elements to the motion of the nodes on the solid surface at the transition [35]. Mesh density was established by default mesh seed sizing controls, with a nominal element size of 10 mm for all solid parts, except for the connecting angle, where a higher density (element size of 3 mm) was considered. As recommended in [33,36], this finer mesh in the connecting angle was used to better capture the strain gradients close to the connecting angle fillet, where foil strain gauge rosettes were placed in testing specimens to measure strain during loading. This also results in 32 elements around the perimeter of rivets and bolts holes in the connecting angle, following the recommendations made in [5].

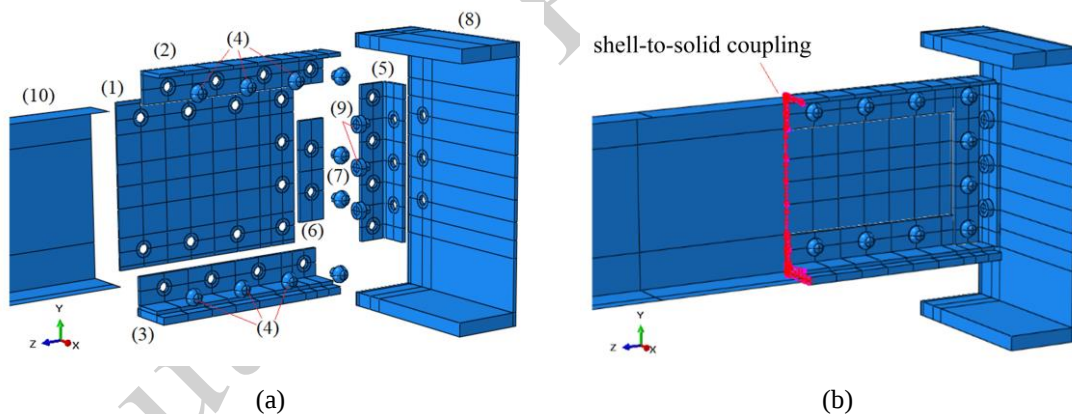


Figure 9. Assembly of the stringer-floor beam connection Finite Element (FE) local model. (a) Exploded view of model parts. (b) Shell-to-solid coupling.

To prevent one model surface from penetrating another, contact interaction was explicitly defined for all potential contact surfaces. General contact, surface-to-surface formulation [35] was used to define contact for all allowable element faces and model entities, created in the initial analysis step and propagated to the rest of steps. Contact was defined by both normal and tangential interaction properties. Normal contact property was defined as “hard contact” that allowed surface

separation after contact and tangential contact property was defined as friction “penalty” with an assumed coefficient of friction defined as 0.15 between the surfaces that are in contact.

To reduce the model computation effort, two boundary conditions were defined at surfaces of both symmetry planes of the laboratory specimen to reduce the model to a quarter. An anti-symmetry boundary condition about planes parallel to XZ plane ($U1 = U3 = UR2 = 0$) was assigned to mid-plane of floor beam HEB-600 profile web and a symmetry boundary condition about a plane parallel to YZ plane ($U1 = UR2 = UR3 = 0$) was defined for mid-plane of stringer web (Figure 10a). A displacement/rotation boundary condition was defined corresponding to the stringer support on the testing machine, to constrain all the movements and rotations at the support, except free movement along Z-axis and free rotation on X-axis (Figure 10b). To maintain all components assembled, an equivalent clamping stress was applied to all rivets and bolts to simulate pretension, assumed to be equal in all of them. All these boundary conditions were created in the second analysis step and were propagated to subsequent analysis steps. Based on a parametric study by the authors with different pretension values, it was obtained that pretension has marginal effect on rotational stiffness of the connection and strains in the connecting angle, as also previously reported [34,37], so a fixed value of $\sigma_{pret} = 100$ MPa is adopted in this work. This pretension is within the range values (between 50–200 MPa) of rivet pretension in field observations [5] and was also adopted by other authors for similar analysis [24]. This pretension was induced with a specified equivalent displacement applied to the face of the rivet/bolt shank at the cut coincident with symmetry planes (Figure 10b), being 0.0058 mm, 0.0099 mm and 0.0075 mm for stringer flanges rivets (4), connecting angle rivets (7) and bolts (9), respectively. These values were obtained according to Hooke’s Law using the following equation:

$$\Delta L = L_0 \frac{\sigma_{pret}}{E} \quad (1)$$

where L_0 is the initial length of rivet/bolt shank (in mm) that is prestressed; σ_{pret} is the rivet/bolt pretension (in MPa); and E is the modulus of elasticity of the rivet/bolt material (in MPa), being 198 GPa for the rivets and 210 GPa for the bolts. The initial length of rivet/bolt shank in the FE model (only half the length of bolt/rivet shank was modelled) was 11.50 mm, 19.60 mm and 15.75 mm for stringer flanges rivets (4), connecting angle rivets (7) and bolts (9), respectively. Finally, to simulate displacement-controlled loading of the specimen, a displacement boundary condition in negative Y direction (Figure 10b) with a maximum value of 12 mm was defined in the third, non-linear analysis step, which accounted for geometric nonlinearities associated with the displacements of the model. Compared to load-controlled, displacement-controlled loading

improves numerical convergence, especially when large deformations are expected, as this was the case and is preferable to establish the initial contact of potential contact surfaces between the different parts of the model. The direct linear equation solver with full Newton solution technique was used, with automatic control of the increments size. A maximum number of increments allowed during the step was set equal to 100, an initial time increment of 10% of the total step time was provided and the minimum allowable time increment was adjusted to 10^{-9} (lower than default value 10^{-5} because plastic deformations were expected).

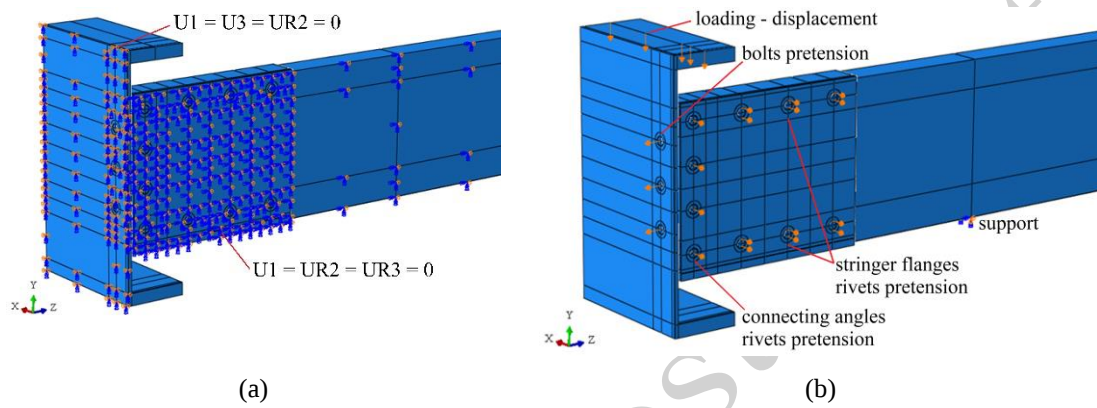


Figure 10. Boundary conditions of the connection model. (a) Anti-symmetry and symmetry boundary conditions. (b) Support, loading and pretension of rivets and bolts.

Metallic materials of the connection (puddle iron, steel S275 and M20 6.8 carbon steel bolts) were modelled using the quad-linear stress-strain (σ - ϵ) model in Equation (2) proposed by [38], which represents an elasto-plastic behavior with yield plateau and isotropic strain hardening. This model used only three basic mechanical parameters, modulus of elasticity E , yield stress f_y and tensile strength f_u of the material (Table 3), while the additional mechanical parameters to completely define the stress-strain curve were calculated by the following expressions, calibrated based on extensive tensile tests database [38]:

$$\sigma = \begin{cases} E\epsilon & \text{for } \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_y & \text{for } \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \\ f_y + E_{sh}(\epsilon - \epsilon_{sh}) & \text{for } \epsilon_{sh} < \epsilon \leq C_I \epsilon_u \\ f_{C_I \epsilon_u} + \frac{f_u - f_{C_I \epsilon_u}}{\epsilon_u - C_I \epsilon_u} (\epsilon - C_I \epsilon_u) & \text{for } C_I \epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (2)$$

where

$$\varepsilon_u = 0.6 \left(1 - \frac{f_y}{f_u} \right) \geq 0.06 \quad (3)$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.1 \frac{f_y}{f_u} - 0.055, 0.015 \leq \varepsilon_{sh} \leq 0.030 \quad (4)$$

$$C_I = \frac{\varepsilon_{sh} + 0.25(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh})}{\varepsilon_u} \quad (5)$$

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{0.4(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh})} \quad (6)$$

As recommended in [39-41] for the definition of plastic behavior of metallic materials in finite element analysis when large deformations are expected, true stress-strain curves (based on the instantaneous cross-section area and gauge length) were used. For this purpose, engineering stress-strain curves (based on the original cross-section area and gauge length) obtained from Equation (2) were converted to true stresses and strains (Figure 11) according to the following expressions, the latter being used for the material definition in the local FE model:

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (7)$$

$$\varepsilon_{true} = \ln (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (8)$$

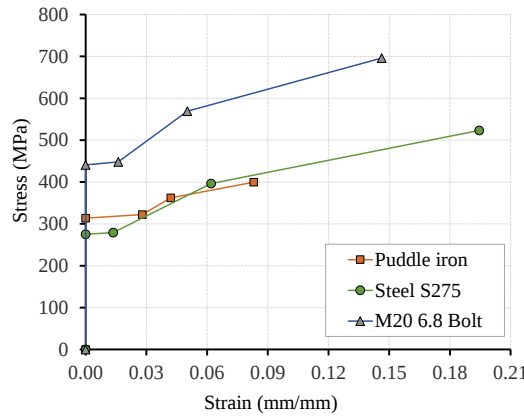


Figure 11. True stress-strain curves adopted for metallic materials in the local FE model.

4.2. Calibration of Local FE Model

Due to the presence of large slag inclusions parallel to rolling direction that were generated during fabrication of puddle iron plates, yield stress f_y is typically lower in the transversal direction

[42,43]. Based on a previous study by the authors [9], a significant amount of longitudinal non-metallic inclusions was observed on micrographs of puddle iron plates from Redondela Bridge. For this reason, anisotropic plasticity was assumed for the material modeling of the connecting angle, which is subjected to transverse tensile stresses especially at the angle fillet due to bending at the stringer-floor beam connection. For simplicity, only the connecting angle was modelled with anisotropic plasticity, as this was the region of interest in this analysis, where maximum strains were measured and where fatigue cracks were prone to appear. For this purpose, Hill anisotropic plasticity potential [35] was used for the connecting angle material, defining yield stress ratios R_{ij} with respect to the reference yield stress f_y in the longitudinal tensile direction (local material direction 1 corresponding to rolling direction during puddle iron plate fabrication). In this case, all yield stress ratios R_{ij} , except $R_{11} = 1.0$ (local material direction 1 of connecting angle), were defined with a constant value $R_{ij} < 1.0$ (reduction of yield stress in other directions than longitudinal). Since the quality of puddle iron produced during 19th century was not regulated and was difficult to control, it possibly contributed to the variability of its mechanical properties, not just between different bridges and manufacturers, but also even within the structural components of a single bridge produced by the same manufacturer [44]. For this reason, a parametric study was performed with different yield stress ratios R_{ij} to obtain the value that best fitted experimental results.

The moment-rotation behavior of the connection in the local numerical model is shown in Figure 12a, for different values of the yield stress ratio R_{ij} (0.65, 0.75 and 0.85) labelled as FEM-R0.65, FEM-R0.75 and FEM-R0.85 in the legend, respectively. These curves were compared with the moment-rotation behavior in the non-strengthened tested specimen (obtained from average measured rotations from both sides of the connection) and it was observed that the curve FEM-R0.65 best fitted the experimental results, so the yield stress ratio $R_{ij} = 0.65$ was used for the analysis.

Due to the high strain gradient close to the angle fillet obtained from the local FE analysis (Figure 13), strain measurements were presumed to be very sensitive to strain gauge location, even if special care was taken during strain rosettes installation. For this reason, experimental values in Figure 12b were taken as the averaged measured strain values from the four monitored angles in the non-strengthened tested specimen and were compared with the numerical results in the local FE models, showing that the curve FEM-R0.65 best fitted the experimental results. Based on the analysis of strain rosette (3-axis strain gauge) measurements in the tested specimen, it was obtained that maximum (tensile) principal strain direction was oriented transversally (local 2 direction in the local FE model) to angle profile rolling direction (local 1 direction). This is also

confirmed in the local FE analysis, as LE22 strains (logarithmic strains in the local 2 direction) were coincident with maximum (tensile) principal strains.

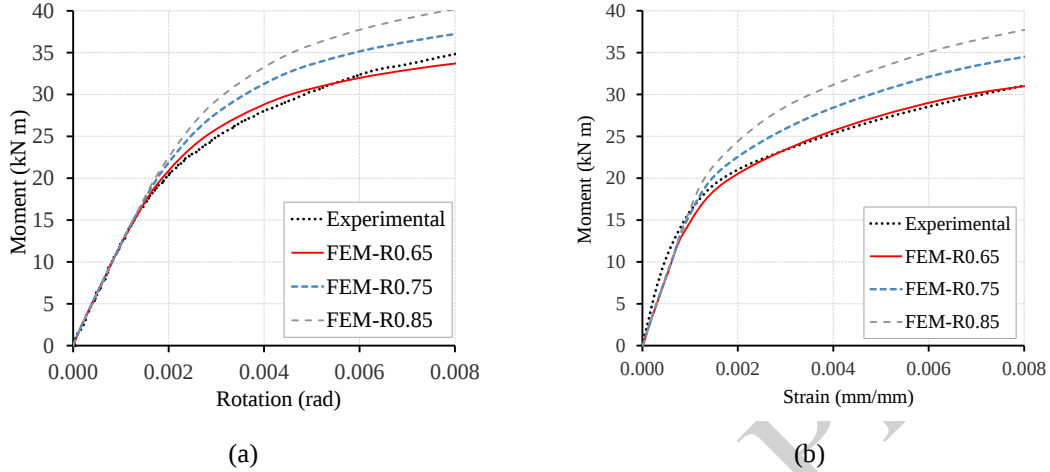


Figure 12. Comparison between experimental and numerical results of the non-strengthened connection. (a) Moment-rotation. (b) Moment-strain.

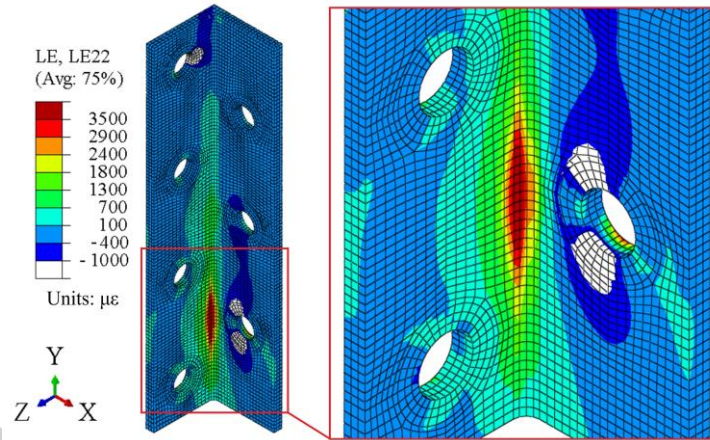


Figure 13. Transversal logarithmic strain (LE22) in the connecting angle (local direction 2), for $M = 19.50$ kNm at the connection.

To confirm the out-of-plane bending deformation of the connecting angle, which typically leads to fatigue-crack initiation [5,33], the strains through the thickness of the angle were obtained at two different loading levels to see the evolution with increasing loads. For this purpose, the transversal logarithmic strains (LE22) along a path defined by four points (1, 2, 3 and 4 in Figure 14a) through the 8 mm thickness of the angle are represented in Figure 14b for bending moments 13.60 kNm and 19.50 kNm. From these curves, it was confirmed that the highest tensile strains developed on the outer face of the angle (where strain rosette was attached), while the inner face

of the angle (in contact with the stringer web) remained in compression. This out-of-plane bending in this type of connections is found to be the cause of the development of high tensile strains in the outer face of the connecting angle close to the angle fillet, which could lead to the formation of fatigue cracks under cyclic loading, as previously reported in similar research works [5,33].

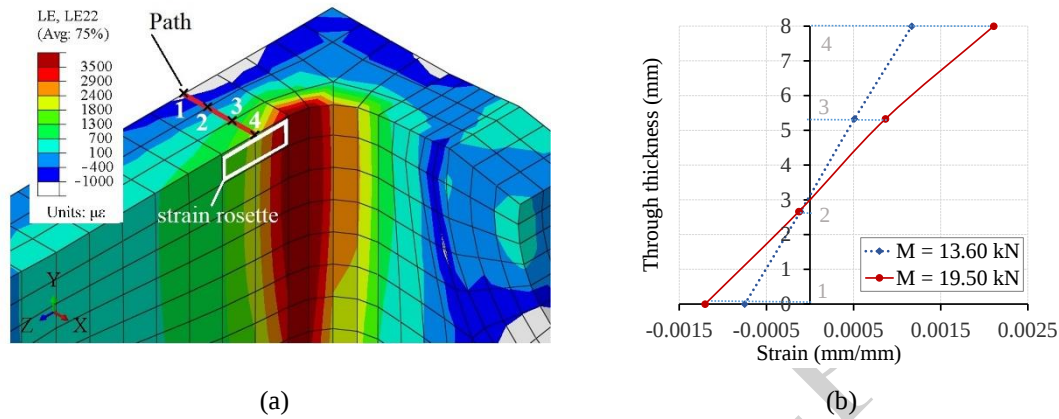


Figure 14. (a) Cut view of angle cross-section to define through-thickness path (points 1, 2, 3 and 4); (b) transversal logarithmic strain (LE22) through the thickness of the connecting angle at strain rosette location.

Similarly, a path along the height of the connecting angle, passing through the strain rosette location, was defined in Abaqus® visualization module (Figure 15a) and the results are presented in Figure 15b. In this case, the strains are obtained on the outer face of the connecting angle, where maximum tensile strains were reported in Figure 14. From the curves in Figure 15b, it is shown that the maximum tensile strain along the height of the connecting angle developed coincident with the angle cross-section corresponding to the axis of the bottom connecting bolt (cut in Figure 14a), located at 78 mm from the bottom edge of the angle (Figure 6a).

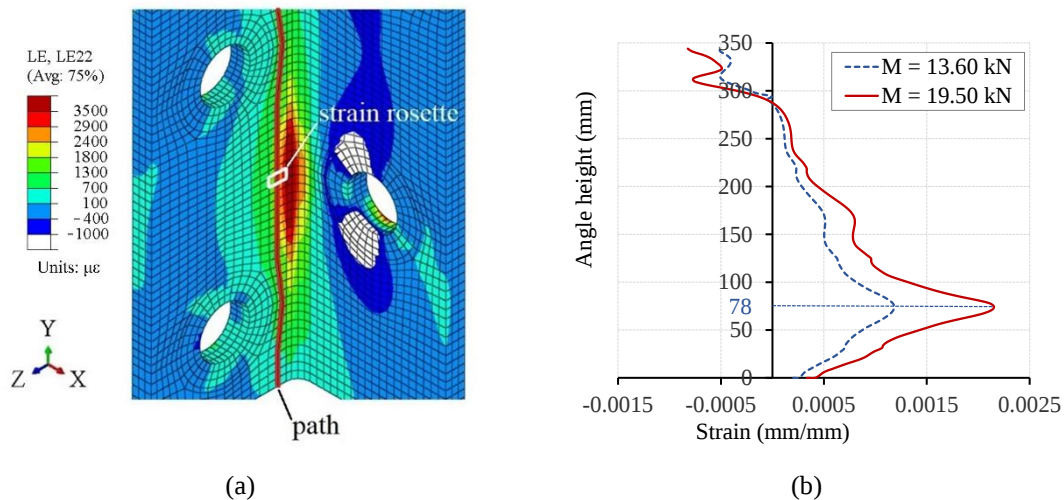
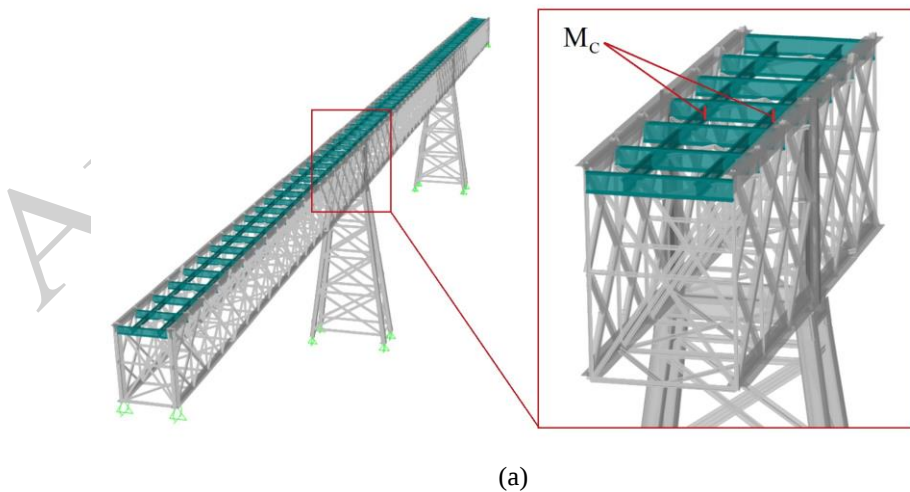


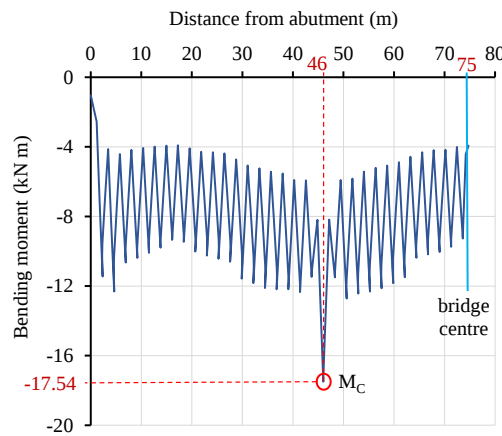
Figure 15. (a) Definition of longitudinal path along the height of connecting angle; (b) transversal logarithmic strain (LE22) along the height of connecting angle.

4.3. Results from Global-Local FE Models

As it can be obtained from Figure 12a, the initial slope of the moment-rotation curves (experimental and numerical FEM-R0.65) is constant up to approximately a bending moment of 15.00 kNm and a rotation of 0.0013 rad, corresponding to a rotational stiffness $K = 11,540$ kNm/rad. This initial value of rotational stiffness K was introduced in the global FE model of the bridge to obtain the maximum moment at stringer-floor beam connections due to train loading. By an iterative process, convergence was obtained between the introduced rotational stiffness in the global FE model and the corresponding K in the local FE model (FEM-R0.65 moment-rotation curve in Figure 12a) for the resulting moment at the connection in the global model, until an error less than 1% was achieved.

With this procedure, the maximum bending moment M_C at stringer-floor beam connections (Figure 16) due to the train loads (Figure 4) applied to the global FE model of the bridge were obtained and shown in Table 4. As an example, the bending moment at the connections along half-length of the bridge is represented in Figure 16b for the case of UIC Load Model 71. It can be clearly observed that the maximum bending moment developed at the stringer-floor beam connection in correspondence with the intermediate bridge piers. For these bending moments, the corresponding maximum (tensile) principal strain at the measuring point in the connecting angle (strain rosette location in Figure 8a) was computed from the local FE model of the connection (FEM-R0.65 curve in Figure 12b) and the results are shown in Table 4 for each train load model.





(b)

Figure 16. Maximum bending moment M_C at stringer-floor beam connections corresponding with cross-section at intermediate bridge piers (global FE model). (a) Location of connections. (b) Bending moment at connections along the bridge.

Table 4. Results from global and local numerical models (non-strengthened connection).

Train Load Model	K	M_C	$\varepsilon_{max, FEM}^{(1)}$
	kNm/rad	kNm	μm
UIC Load Model 71	10,650	17.54	1439
Spanish Standard 1902	11,540	10.64	669
Renfe 335 Series + JJ92 wagons	11,264	15.19	1103

⁽¹⁾ FEM-R0.65 curve in Figure 11b.

The bending moment at the connection corresponding to permanent loads (dead load + track) was 1.32 kNm, which corresponds to a maximum (tensile) strain at the measuring point in the connecting angle of 81 μm , equal to a tensile stress of 16.04 MPa. This stress value will be considered as the constant minimum stress σ_{min} in the cyclic loading of the connection for the fatigue analysis in next section.

5. Design of CFRP Strengthening to Prevent Fatigue Crack Initiation

5.1. Fatigue Criteria: CLD Method

Cyclic loading with constant amplitude refers to a sinusoidal loading pattern with a constant stress range defined by the difference between a constant maximum stress σ_{max} and a constant minimum

stress σ_{min} , $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$. For this cyclic stress pattern, the constant mean stress σ_m and the constant alternating stress amplitude σ_a (half the stress range) are determined by:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \quad (9)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \quad (10)$$

The combined effect of mean stress σ_m and alternating stress σ_a on the fatigue life of metallic members can be expressed by a fatigue failure criterion. This failure criterion can be represented in a constant fatigue-life diagram by a curve defined by combinations of mean and alternating stresses σ_m - σ_a with the same fatigue live [45]. In the present work, the modified Goodman fatigue failure criterion was used, because several studies have shown it is conservative enough to prevent fatigue failure in ductile metals and can be used for design purposes [19,46]. This failure criterion is defined in the constant fatigue-life diagram with two straight lines. The first line is defined by limiting both the maximum mean stress and the maximum alternating stress with the yield strength of the material, joining points $\sigma_m = f_y$ in the abscissa axis and $\sigma_a = f_y$ in the ordinate axis (dashed line in Figure 17). The second line (dotted line in Figure 17) passes through two representative points. The first point is the maximum mean stress (corresponding to zero alternating stress) defined by the material tensile strength, $\sigma_m = f_u$. The second point coincides with the alternating stress amplitude corresponding to zero mean stress, prescribed as the fatigue endurance limit, $\sigma_a = f_e$, which was obtained from fatigue tests of puddle iron specimens from Redondela bridge, with a value of $f_e = 140$ MPa. The criterion for the first line is expressed in Equation (11), while the criterion for the second line is expressed in Equation (12):

$$\frac{\sigma_m}{f_y} + \frac{\sigma_a}{f_y} = 1 \quad (11)$$

$$\frac{\sigma_m}{f_u} + \frac{\sigma_a}{f_e} = 1 \quad (12)$$

If a combination of stresses σ_m and σ_a represented in the constant fatigue-life diagram remains outside the region limited by the fatigue failure criterion solid lines (shaded region in Figure 17), the metallic member has finite fatigue life. Otherwise, combinations of stresses σ_m - σ_a that fall inside this region are assumed to be safe from fatigue crack initiation and therefore have infinite fatigue life ($N = \infty$).

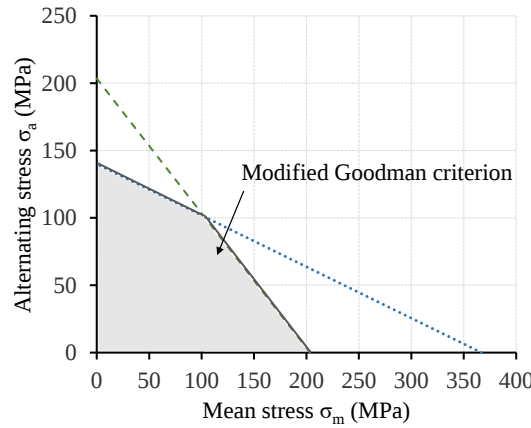


Figure 17. Modified Goodman fatigue failure criterion in a constant fatigue-life diagram.

For a given applied cyclic loading with a constant stress range $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ in a metallic member, the application of a CFRP strengthening system changes this stress range for the same cyclic loading, which results in variable-amplitude fatigue loading if stress ranges before and after strengthening are considered. To determine the accumulated damage due to variable-amplitude fatigue loading (before and after strengthening), the Palmgren–Miner linear damage accumulation rule in Equation (13) can be used [19]:

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} = D^{bs} + D^{as} = \sum \frac{n_i^{bs}}{N_i^{bs}} + \sum \frac{n_i^{as}}{N_i^{as} = \infty} = \sum \frac{n_i^{bs}}{N_i^{bs}} < 1 \quad (13)$$

where D is the overall accumulated damage, N_i and n_i are the number of cycles to failure and the applied number of cycles both at stress level σ_i , respectively. Superscripts ‘bs’ and ‘as’ refer to ‘before strengthening’ and ‘after strengthening’, respectively. Because the CFRP strengthening is performed prior to crack initiation (visual inspections confirmed that there were no fatigue cracks in the connecting angles of the original stringers), accumulated damage before strengthening can be assumed to be lower than unity ($D^{bs} < 1$). Moreover, if the applied CFRP strengthening system is sufficient to shift the stresses combination σ_m – σ_a into the infinite fatigue life region in the constant fatigue-life diagram, it can be considered that the number of cycles to fatigue failure after strengthening is infinite, $N_i^{as} = \infty$, so accumulated damage after strengthening can be assumed to remain approximately equal to zero ($D^{as} \approx 0$). As a result, based on the Palmgren–Miner rule in Equation (13), accumulated damage will be lower than unity, so fatigue failure will not occur.

5.2. CFRP Design by Local FE Model and CLD Method

By applying the CFRP strengthening to the fatigue-prone detail, both the mean stress and the alternating stress amplitude can be reduced so that these stresses can be shifted below the fatigue failure criterion curve in the constant fatigue-life diagram. This shift from the “at risk” finite life region to the “safe” infinite life region means that fatigue crack initiation would be prevented.

The designed strengthening system consisted of four CFRP angles adhesively-bonded both to the stringers and HEB-600 profile webs. This strengthening aimed to reduce the stress level in the puddle iron connecting angles and consequently to increase fatigue life of this fatigue-prone detail. The CFRP angle was 210 mm high so that it can be bonded to the stringer web area that remained between top and bottom stringer riveted flanges. Based on a previous study by the authors with CFRP-metal double-strap joints bonded with the same epoxy adhesive used in this study [6,9], both flanges of the CFRP angle were designed with a width of 100 mm, as it is considered above the effective bond length for these adhesive joints. The angled geometry of this system was needed to avoid the connecting riveted angles (Figure 18) and an opening cut (80 mm x 115 mm) in the CFRP angles was needed to allow the inspection of the detail after strengthening application, which is usually a requirement from bridge owners.

The CFRP strengthening system was included in the local FE model of the stringer-floor beam connection described in previous sections. This CFRP laminate was modeled in Abaqus® as a conventional shell composite layup with a 3D deformable shell part, using first order (four-node) thick shell elements with reduced integration formulation (S4R) and enhanced hourglass control. The composite layup was defined as a sequence of ordered stacked unidirectional carbon fiber/epoxy plies. For each ply (lamina) in the laminate stacking sequence, the orthotropic elastic properties under plane stress conditions (E_1 , E_2 , ν_{12} , G_{12} , G_{13} and G_{23} presented in Table 5), the thickness and the fiber orientation (angle relative to the layup reference orientation) were defined. The element orientation was defined using the discrete method [35], defining a normal axis (perpendicular to the shell surface) and a primary axis direction, defined as the bottom contour of the CFRP part, as shown in Figure 19a, with local 1 direction in the elements corresponding to the fiber direction.

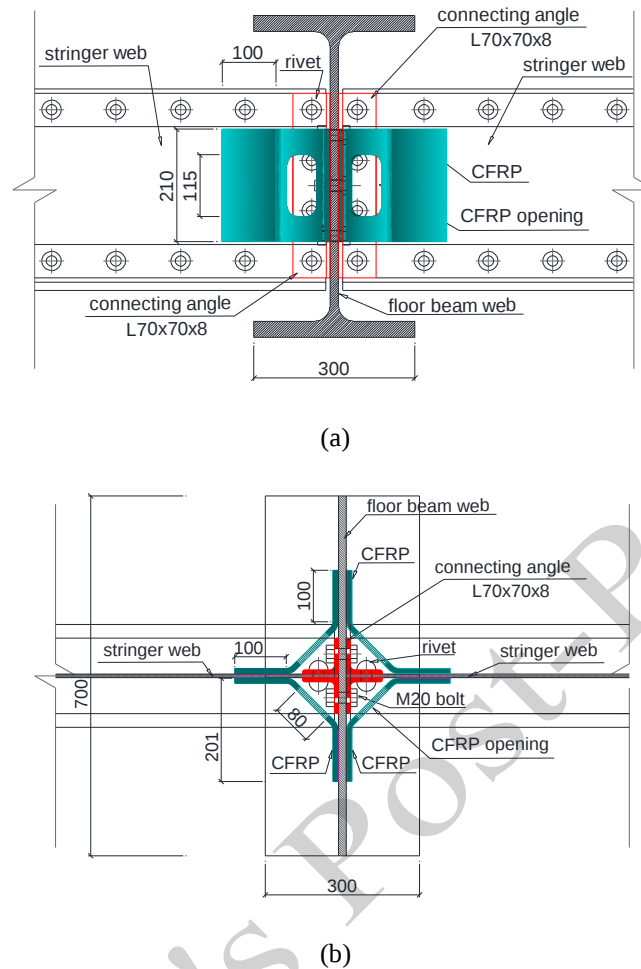


Figure 18. CFRP strengthening system for fatigue-prone detail (all dimensions in mm). (a) Lateral view. (b) Plan view.

In addition, the damage initiation criteria for fiber-reinforced composites based on Hashin's theory [47] was included in the material definition for the prediction of the onset of degradation at any material point, using the strength properties in Table 6. As the CFRP is used for fatigue strengthening, no damage initiation mechanisms should occur for fatigue limit state (all plies in the CFRP must remain below damage initiation for fatigue loading), as it was confirmed in the numerical model. Accordingly, a perfect bond was assumed between the CFRP and the metallic surfaces (no adhesive failure under service fatigue loads), so a tie constraint (Figure 19b) was defined in the model between bonded surfaces (CFRP-stringer web and CFRP-floor beam web).

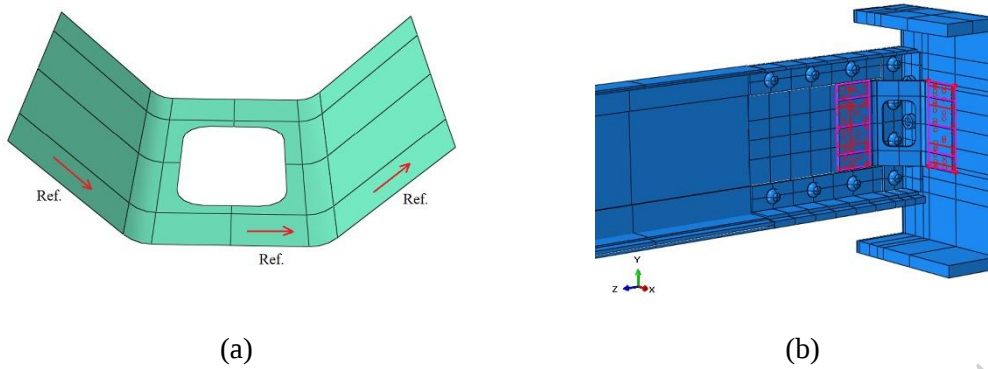


Figure 19. Definition of the CFRP in the local FE model. (a) CFRP reference orientation. (b) Tie constraints.

For the design of the CFRP laminate, the materials used were Torayca® T700 carbon fiber (CF1), Pyrofil™ HR40 carbon fiber (CF2) and a two-part epoxy resin Araldite® LY 1568/Aradur® 3489. The uniaxial tensile mechanical properties of CFRP unidirectional laminae (CF1 and CF2) were obtained experimentally and were reported in [6,9]. The remaining orthotropic stiffness and strength properties used for the material definition of CFRP laminates in the local FE model were obtained from micromechanics [48] and are listed in Table 5 and Table 6.

Table 5. Orthotropic elastic properties of laminae.

Fiber	E_1	E_2	ν_{12}	G_{12}	G_{13}	G_{23}
CF1	117,146 ⁽¹⁾	11,853	0.322 ⁽¹⁾	3285	3285	2968
CF2	183,605 ⁽¹⁾	10,950	0.328 ⁽¹⁾	3034	3034	2749

⁽¹⁾ Experimental values [6].

Table 6. Orthotropic strength properties of laminae.

Fiber	F_{1t}	F_{1c}	F_{2t}	F_{2c}	S_1	S_2
CF1	1932 ⁽¹⁾	487	49.6	49.6	55.0	55.0
CF2	1663 ⁽¹⁾	476	50.5	50.5	55.3	55.3

⁽¹⁾ Experimental values [6].

In the previous Table 5 and Table 6, E_1 is the longitudinal (fiber direction) stiffness of the lamina; E_2 is the transversal (direction perpendicular to fibers) stiffness; ν_{12} is the in-plane Poisson ratio; G_{12} is the in-plane shear modulus; and G_{13} and G_{23} are the interlaminar shear modulus. F_{1t} is the longitudinal tensile strength; F_{1c} is the longitudinal compressive strength; F_{2t} is the transverse tensile strength; F_{2c} is the transverse compressive strength; S_1 is the longitudinal shear strength; S_2 is the transverse shear strength.

Three different stacking sequences (arrangements of plies with different fiber orientations) for the definition of the CFRP laminate layout (Table 7) were numerically evaluated, so a proper configuration could be obtained to reduce the strain levels in the connecting angle to shift from the unsafe zone to the safe zone in the constant fatigue-life diagram. The selection of the number of plies and fiber orientations was based on two considerations. First, the stacking sequence of the CFRP laminate was defined with unidirectional carbon fiber/epoxy plies oriented in different directions to obtain a multi-axial quasi-isotropic laminate, which is preferable for multi-axial stress states. Second, the commercially available carbon fiber fabrics weights determined each ply thickness, so laminate thickness could be increased by discrete increments. A thickness of 0.35 mm was considered for each ply with fiber orientation $+45^\circ$ or -45° , while a thickness of 0.44 mm was used for each 0° or 90° ply with carbon fiber CF1. For each ply at 0° with CF2, the thickness was 0.32 mm.

Table 7. Plies arrangements for the stacking sequences evaluated in the local FE model.

Lam.	Stacking Sequence	Thickness (mm)
L1	$[45^\circ/-45^\circ_2/45^\circ/0^\circ/90^\circ/0^\circ]_s$	5.20
L2	$[45^\circ/-45^\circ_2/45^\circ_2/-45^\circ/0^\circ/90^\circ_2/0^\circ]_s$	7.48
L3	$[45^\circ/-45^\circ_2/45^\circ_2/-45^\circ_2/45^\circ/0^\circ/90^\circ_2/0^\circ/0^\circ_2]_s$	10.40

For the definition of stacking sequences in Table 7, the number in the subscript corresponds to the number of consecutive plies with the same fiber orientation and same carbon fiber type (CF1 or CF2). The subscript 's' refers to 'symmetric laminate' (all plies are repeated symmetrically with respect to the last ply in the brackets to form the full stacking sequence). All plies used carbon fiber CF1, except the plies at the symmetry plane of the laminate (plies 0° in italics in Table 7), which used stiffer carbon fiber CF2 to increase the axial stiffness of the CFRP angles.

Based on the maximum principal strains in the connecting angle obtained from the FE local models, the mean stress σ_m and alternating stress amplitude σ_a are computed (Table 8) according to Equations (9) and (10), respectively, adopting a constant minimum stress $\sigma_{min} = 16.04$ MPa in the connection corresponding to permanent loads on the bridge. These stresses combinations σ_m - σ_a are represented in the constant fatigue life diagrams in Figure 20 for the train load models considered in this study, for the case of non-strengthened specimen. Similarly, σ_m - σ_a stresses corresponding to the connection strengthened with the laminates in Table 7 are represented in the constant fatigue-life diagram for both the bending moment at the connection for UIC 71 (Figure 20a) and S335 (Figure 20b) train loads. It was not represented for Spanish Standard 1902 because the non-strengthened case was already in the safe region. Based on the results of this analysis, the

stacking sequence corresponding to laminate L3 was the one that shifted the combination of mean stress and alternating stress amplitude inside the infinite fatigue-life region in the constant fatigue-life diagram for the most demanding situation, associated to load model UIC 71 (Figure 20a).

Table 8. Mean stress and alternating stress amplitude obtained from the local FE models.

	UIC 71		Renfe S335		Spanish Standard 1902	
Local FE Model	σ_m (MPa)	σ_a (MPa)	σ_m (MPa)	σ_a (MPa)	σ_m (MPa)	σ_a (MPa)
Non-strengthened	150.48	134.44	117.22	101.18	74.25	58.21
Laminate L1	122.27	106.23	97.72	81.68	-	-
Laminate L2	113.46	97.42	92.27	76.23	-	-
Laminate L3	106.92	90.88	86.13	70.09	-	-

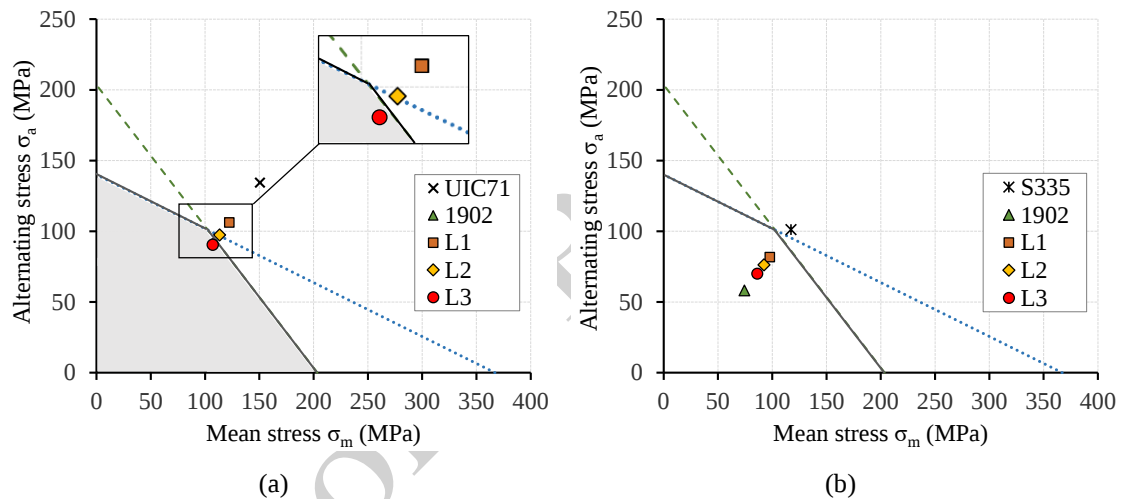


Figure 20. Constant fatigue-life diagrams (CLD) for local FE model results. (a) UIC 71. (b) S335.

In the local FE model of the connection CFRP-strengthened with Laminate L3, the principal stresses in the different plies were evaluated for a bending moment of 19.50 kNm in the connection, 10% higher than the maximum bending moment corresponding to UIC Load Model 71 (17.54 kNm) to be on the safe side (safety factor of 1.10). It was obtained that the most loaded plies were the ones at the symmetry plane of the laminate (plies 0° in italics in Table 7), which used stiffer carbon fiber CF2. For this ply (number 13 in the stacking sequence), the principal stresses are presented in Figure 21, showing tensile stresses at the bottom part of the CFRP angle while compression stresses at the top part, in agreement with an in-plane bending of the CFRP angle.

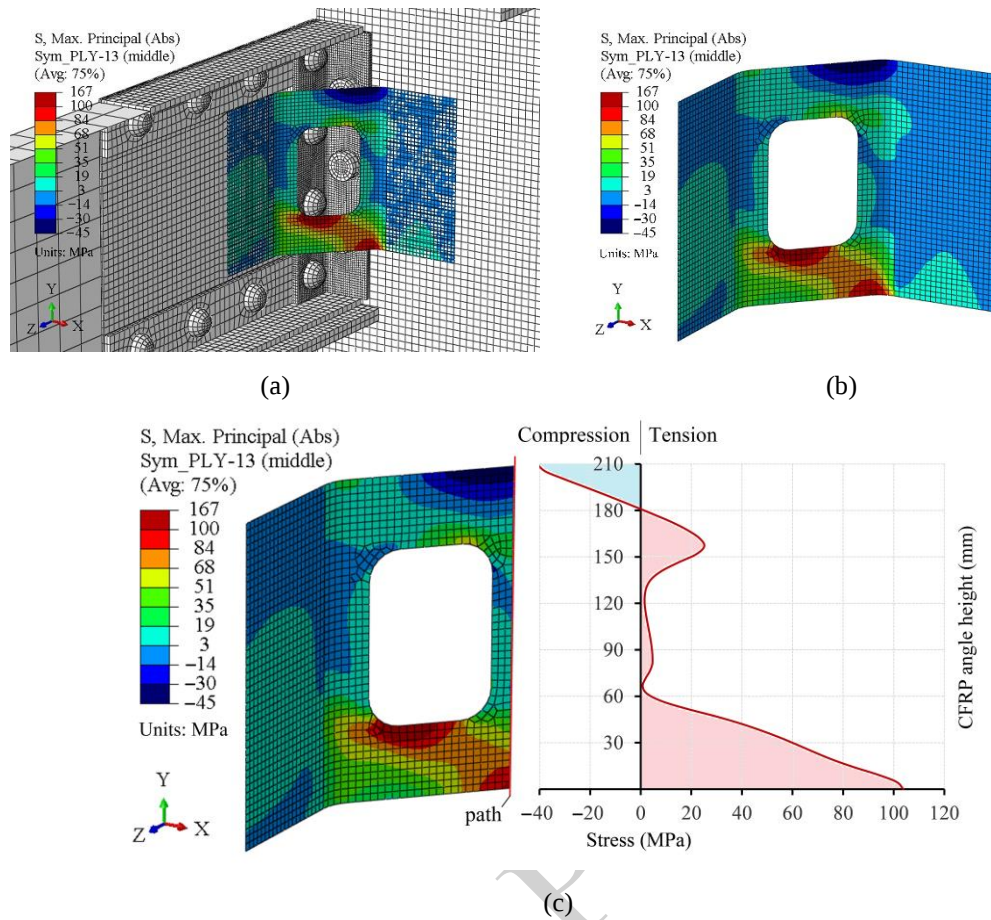


Figure 21. Principal stresses in ply 13 (0° ply at the symmetry plane) of Laminate L3 for bending moment $M = 19.50$ kN at the connection.

To confirm that no damage initiation occurred at any ply in the CFRP Laminate L3 for this bending moment of 19.50 kNm, the values for output variables related specifically to damage initiation criteria (based on Hashin's theory [47]) were obtained. These variables take into account four different damage initiation mechanisms [35]: fiber tension (HSNFTCRT), fiber compression (HSNFCCRT), matrix tension (HSNMTCRT) and matrix compression (HSNMCCRT). For the variables above, a value that is less than 1.00 indicates that the criterion has not been satisfied (no damage initiation), while a value of 1.00 or higher indicates that the criterion has been satisfied (damage initiation). Fiber-related damages are more prone to occur at ply 13, while matrix-related damages would develop at ply 11. From the results in Figure 22, it was verified that no damage initiation mechanisms would occur for the maximum bending moment in the connection corresponding to service loading.

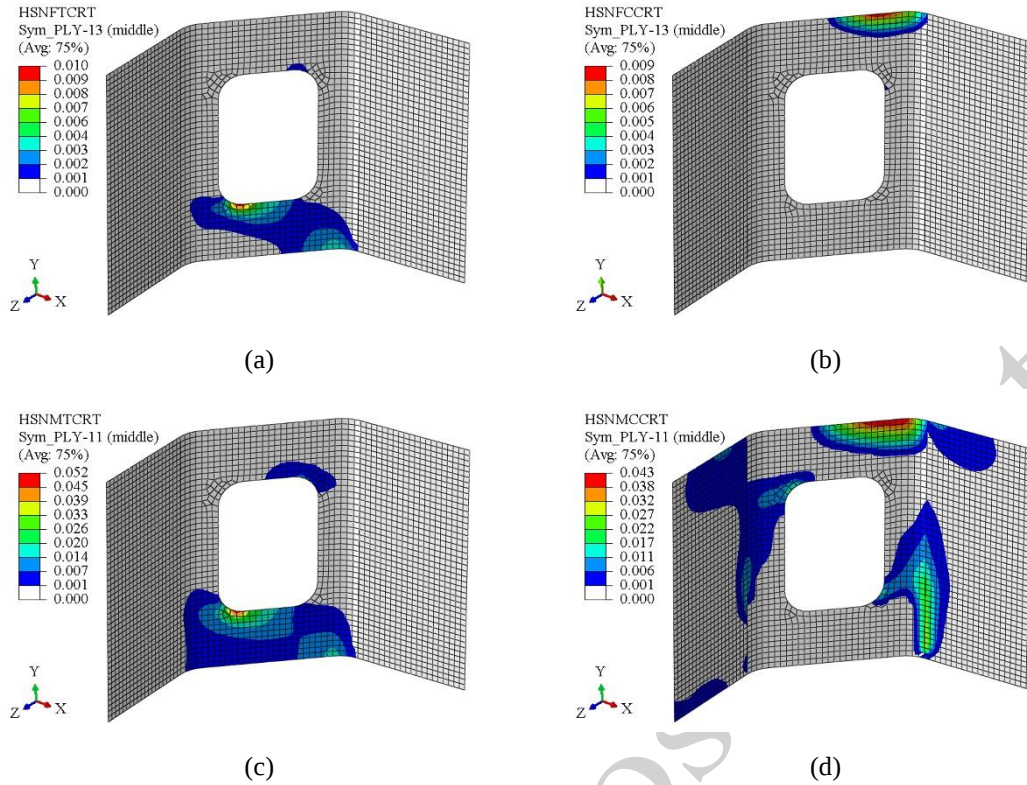


Figure 22. Values of output variables related to damage initiation criteria, at the most critical ply in Laminate 3 for each damage initiation mechanism, for bending moment $M = 19.50$ kN at the connection. (a) HSNFTCRTL, max = 0.01, (b) HSNFCCRTL, max = 0.01, (c) HSNMTCRTL, max = 0.05, (d) HSNMCCRTL, max = 0.04.

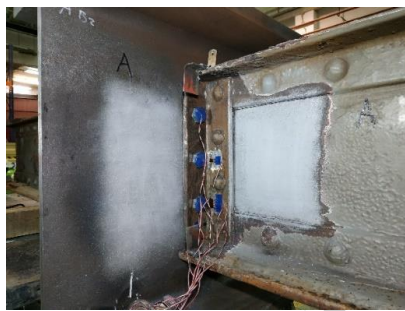
5.3. Experimental Validation of CFRP Strengthening

To confirm the effects of the proposed strengthening method (CFRP laminate L3) in reducing stress range in the fatigue-prone detail of stringer-floor beam connection, a specimen with original stringers from Redondela bridge and strengthened with CFRP angles was fabricated and tested under the same loading conditions and with the same test set-up and monitoring as non-strengthened specimen.

The CFRP strengthening angles corresponding to laminate L3 (Table 7) were fabricated by resin infusion, which consisted of placing the dry carbon fiber fabrics on an open metal mold, covering them with a flexible membrane (vacuum bag) that was sealed around the perimeter of the mold. Next, vacuum was applied inside the bag, so the resin flowed into the fabrics, impregnating them. After resin infusion, the piece was cured at 80°C during 4 h, according to resin manufacturer recommendations. Once the resin cured and the piece solidified, the piece was removed from the

mold and then cut to obtain the final dimensions needed for its installation in the connection to be strengthened.

Before the installation of the CFRP strengthening system, the metallic surfaces were sandblasted to obtain a clean and rough surface (Figure 23a) for a proper adhesion, as this is the best surface preparation for these adhesive joints to metals [6,49]. After sandblasting, dust or particles were blown off the surface with clean and dry compressed air. Once metallic surfaces were ready (clean and dry), epoxy adhesive Araldite® 2031 was spread with a gun over the surfaces of the CFRP angles, which were previously cleaned with alcohol to eliminate dust, grease or other contaminants on the CFRP surface. Finally, the four CFRP angles were positioned on the connection and pressure was applied until the excess of adhesive flowed out to assure a proper bonding (Figure 23b). To maintain the CFRP strengthening angles in the right positions, sergeants were used to fix and hold the pieces in a firm and controlled position during adhesive hardening. According to manufacturer recommendations, adhesive was cured at 50°C during 16 h. The tested specimen with CFRP strengthening angles is presented in Figure 24.



(a)



(b)

Figure 23. Installation of CFRP angles on the connection. (a) Metal surface preparation. (b) CFRP adhesive bonding.



Figure 24. Test of the CFRP-strengthened connection.

The results of the CFRP-strengthened connection test were compared with those of the non-strengthened one, so that the effects of the CFRP strengthening system can be assessed in terms of the reduction in the strain level (Figure 25a) at the fatigue-prone detail (riveted end-connecting angles) at the toe of the angle fillet. The graphs clearly show how the value of the maximum (tensile) principal strain decreased in the case of using the CFRP strengthening, for the same value of bending moment in the connection, compared to the non-strengthened case. For the value of bending moment 17.54 kN m (corresponding to load model UIC 71), the strain was reduced from 1203 $\mu\epsilon$ to 957 $\mu\epsilon$ (a reduction of 20.42%), when the CFRP strengthening was applied. Adopting a minimum tensile stress of 16.04 MPa, the corresponding mean stress σ_m and alternating stress amplitude σ_a were computed according to Equations (9) and (10), respectively, for both non-strengthened and strengthened specimens and represented in the constant fatigue-life diagram in Figure 25b. These results show that the use of this CFRP strengthening system can reduce the distortion-induced deformation in the connecting puddle iron angles, avoiding fatigue crack initiation in this detail and consequently, increasing its fatigue life.

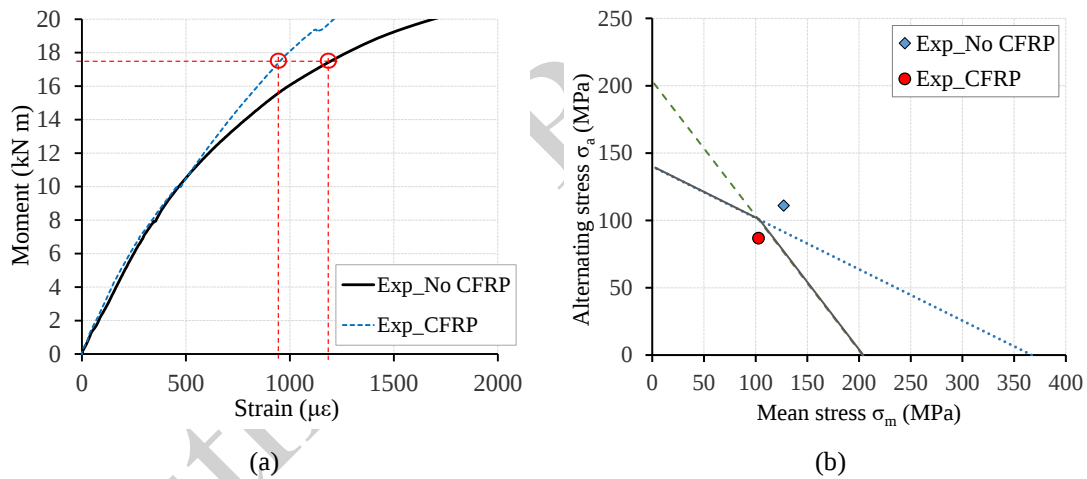


Figure 25. Comparison between CFRP-strengthened and non-strengthened connection (experimental tests). (a) Moment-principal strain curves. (b) Constant fatigue-life diagram.

6. Discussion

The maximum bending moments M_C at stringer-floor beam connections, obtained from the global numerical model of the bridge, were 17.54 kNm, 10.64 kNm and 15.19 kNm for UIC 71, Spanish Standard 1902 and Renfe S335 train load models, respectively (Table 4). For these bending moments, the corresponding maximum (tensile) principal strains at the toe of the angle fillet (coincident with strain rosette location in laboratory specimens), computed from the local FE model of the non-strengthened connection, were 1439 $\mu\epsilon$, 669 $\mu\epsilon$ and 1103 $\mu\epsilon$, respectively (Table

4). Adopting a tensile modulus of 198 GPa for the puddle iron angles (Table 3), these tensile strains correspond to maximum tensile stresses of 284.92 MPa, 132.46 MPa and 218.39 MPa, respectively. The bending moment at the stringer-floor beam connections attributable to permanent loads on the bridge was 1.32 kNm, which corresponds, in the local FE model of the non-strengthened connection, to a maximum (tensile) principal strain at the measuring point in the connecting angle of $81 \mu\epsilon$, equal to a tensile stress of 16.04 MPa. Considering this stress value as the minimum stress σ_{min} in the cyclic loading of the connection for the fatigue analysis, the corresponding mean stress σ_m and alternating stress amplitude σ_a were computed according to Equations (9) and (10), respectively. From Table 8, for the non-strengthened connection in the local FE model, it was obtained a mean stress of 150.48 MPa, 74.25 MPa and 117.22 MPa for UIC 71, Spanish Standard 1902 and Renfe S335 train load models, respectively. Similarly, an alternating stress amplitude of 134.44 MPa, 58.21 MPa and 101.18 MPa was computed, respectively, for these train loads (Table 8). These combinations of mean stress and alternating stress amplitude were represented in the constant fatigue-life diagrams (CLD) of Figure 20 and it is clearly observed that the connecting angle is prone to fatigue crack initiation for train load models UIC 71 and Renfe S335 (stresses combinations σ_m - σ_a remain outside the infinite fatigue-life “safe” region). However, for the train load model Spanish Standard 1902, stresses are in the safe region, so an infinite fatigue life would be expected for this case.

For the design of a proper CFRP strengthening system that could shift these stresses from the finite fatigue-life region to the safe region in the constant fatigue-life diagram, three different CFRP laminates were numerically evaluated in the local FE model of the connection (Table 7). For each CFRP strengthening (L1, L2 and L3), the corresponding maximum (tensile) principal strains at the toe of the puddle iron angle fillet were obtained from the local FE models for bending moments at the connection for both UIC 71 (17.54 kNm) and S335 (15.19 kNm) train loads. For UIC 71 train load, these strains were $1154 \mu\epsilon$, $1065 \mu\epsilon$ and $999 \mu\epsilon$ for strengthened connection with laminate L1, L2 and L3, respectively, and correspond to maximum tensile stresses of 228.49 MPa, 210.87 MPa and 197.80 MPa, respectively. In case of Renfe S335 train load, strain values were $906 \mu\epsilon$, $851 \mu\epsilon$ and $789 \mu\epsilon$ for strengthened connection with laminate L1, L2 and L3, respectively, and correspond to maximum tensile stresses of 179.39 MPa, 168.50 MPa and 156.22 MPa, respectively. Based on these maximum tensile stresses and adopting a minimum tensile stress of 16.04 MPa, the corresponding mean stress σ_m and alternating stress amplitude σ_a were computed for each strengthening case. From Table 8, it can be obtained that the mean stress for UIC 71 train load decreased from 150.48 MPa (non-strengthened connection) to 122.27 MPa (18.75%), 113.46 MPa (24.60%) and 106.92 MPa (28.95%) when laminates L1, L2 or L3, respectively, were considered in the local FE model (strengthened connection). For the same train

load, the alternating stress amplitude was reduced from 134.44 MPa (non-strengthened connection) to 106.23 MPa (20.98%), 97.42 MPa (27.54%) and 90.88 MPa (32.40%) for laminates L1, L2 or L3, respectively. Based on the results of this analysis, laminate L3 was the one that shifted the combination of mean stress and alternating stress amplitude inside the infinite fatigue-life region in the constant fatigue-life diagram for the most demanding situation, associated to load model UIC 71 (Figure 20a).

To confirm the effects of the CFRP strengthening with laminate L3 in reducing stress range in the fatigue-prone detail of stringer-floor beam connection obtained from the FE model, a specimen with original stringers from Redondela Bridge and strengthened with this CFRP laminate was tested and results are compared with non-strengthened tested specimen. For a bending moment of 17.54 kNm in the tested specimens (corresponding to the maximum bending moment M_C for UIC 71 train load), the maximum (tensile) principal strain at the toe of the angle fillet was reduced from 1203 $\mu\epsilon$ to 957 $\mu\epsilon$ (a reduction of 20.45%) when the CFRP strengthening was applied to the connection. Based on these strain measurements in the experimental tests and adopting a minimum tensile stress of 16.4 MPa (corresponding to permanent loads on the bridge) the related mean stress σ_m and alternating stress amplitude σ_a were computed. From Table 9, it can be obtained that the mean stress decreased from 127.12 MPa to 102.76 MPa (19.16%) and the alternating stress amplitude reduced from 111.08 MPa to 86.72 MPa (21.93%), when the connection is CFRP-strengthened, compared with the non-strengthened tested specimen. As shown in Figure 25b, this reduction in the mean and alternating stresses is enough to shift the stresses combination σ_m - σ_a from the unsafe region into the infinite fatigue life region in the constant fatigue-life diagram. These results show that the use of this CFRP strengthening system can reduce the distortion-induced deformation in the connecting puddle iron angles, avoiding fatigue crack initiation in this detail and, consequently, increasing its fatigue life.

Table 9. Mean stress and alternating stress amplitude obtained from the experimental tests (corresponding to maximum bending moment M_C for UIC 71 load model).

Test Specimen	σ_m (MPa)	σ_a (MPa)
Non-strengthened	127.12	111.08
CFRP-strengthened	102.76	86.72

Although the stress reduction achieved in this particular case is lower than the 40% obtained with the prestressed CFRP rod system in [18] for the strengthening of stringer-floor beam connections, the CFRP adhesively-bonded system proposed in the present work (easier to be installed) could result in a promising solution for field applications.

7. Conclusions

A global finite element analysis of a 19th century riveted railway bridge made of puddle iron was performed to obtain the minimum and maximum bending moments at stringer-floor beam connections due to train loadings. The maximum (tensile) principal strains in the riveted connecting angles corresponding to these bending moments were obtained from a local FE model of the connection calibrated with the experimental results of a laboratory specimen fabricated with original stringers dismantled from the bridge. Based on this local FE analysis, it was observed that the maximum (tensile) principal strain, which typically produces fatigue crack initiation, was located at the fillet region of the connecting angle and was oriented transversally to rolling direction, which was also confirmed in the tested specimen. From the numerical analysis of the strains through the thickness of the puddle iron angle, it was confirmed that the highest tensile strains developed on the outer face of the angle (where strain rosette was attached in laboratory specimens), while the inner face of the angle (in contact with the stringer web) remained in compression. This out-of-plane bending of the angle leg, typical in this type of connections, was found to be the cause of the development of high tensile strains in the outer face of the connecting angle close to the angle fillet, which could lead to the formation of fatigue cracks under cyclic loading.

To better approximate the expected non-linear moment-rotation behavior of the stringer-floor beam connection in the local FE model, metallic materials were modelled using an elasto-plastic constitutive model with yield plateau and isotropic strain hardening. Due to the anisotropic nature of puddle iron profiles, the connecting angle, which was subjected to transverse tensile stresses especially at the angle fillet due to bending at the stringer-floor beam connection, was modelled using Hill anisotropic plasticity potential. A parametric study was performed in the local FE model with different yield stress ratios R_{ij} (0.65, 0.75 and 0.85), obtaining that the value $R_{ij} = 0.65$ in the transverse direction was the one that best fitted experimental results.

The analysis of the global-local FE models under the passage of train loadings UIC 71 and Renfe S335 showed that the connecting angles were prone to fatigue crack initiation close to the angle fillet. This was confirmed as the combination of mean stress and alternating stress amplitude in the angle fillet (150.48 MPa and 134.44 MPa, respectively, for UIC71 train load and 117.22 MPa and 101.18 MPa, respectively, for Renfe S335 train load) remained outside the infinite fatigue-life region delimited by the modified Goodman fatigue failure criterion in a constant fatigue-life diagram.

An adhesively-bonded CFRP system was designed for the fatigue strengthening of these stringer-floor beam connections. Three different laminate layouts for the CFRP were numerically evaluated and a proper configuration was obtained to reduce both the mean stress and the alternating stress amplitude in the connecting angle to shift from finite fatigue-life region to infinite fatigue-life region in the constant fatigue-life diagram. The results from the local FE model of the CFRP-strengthened connection confirmed that the solution with Laminate 3 was able to reduce both the mean and alternating stresses in 28.95% and 32.40%, respectively, compared to the non-strengthened connection, which meant that the stress combination σ_m - σ_a could be shifted to the infinite fatigue-life region in the constant fatigue-life diagram. Based on Hashin's damage initiation criteria for fibre-reinforced polymers implemented in the local FE model, it was verified that no damage initiation mechanisms would occur for the maximum bending moment in the connection corresponding to service loading on the bridge. To confirm the effects of the proposed strengthening method in reducing the stresses in the fatigue-prone detail, a specimen with original stringers dismantled from the bridge and strengthened with CFRP angles was fabricated and laboratory tested, obtaining a reduction of 20% in the maximum strain at the angle fillet, which is in agreement with numerical results.

The research study conducted showed that the adhesively-bonded CFRP angles is an effective strengthening system to reduce the stress level in the fillet region of the puddle iron connecting angles (where fatigue cracks are prone to initiate) and consequently could increase fatigue life of the stringer-floor beam connection. However, the number of tests is limited, so more tests should be performed in the future to confirm this. In addition, fatigue tests should be conducted to estimate the fatigue life of these CFRP-metal adhesive joints.

Author Contributions: Conceptualization, J.D.J.-V. and D.C.-F.; methodology, J.D.J.-V. and M.D.G.-P.; validation, J.D.J.-V. and D.C.-F.; formal analysis, J.D.J.-V. and M.D.G.-P.; investigation, J.D.J.-V.; resources, J.D.J.-V.; writing—original draft preparation, J.D.J.-V.; writing—review and editing, J.D.J.-V., M.D.G.-P. and D.C.-F.; visualization, J.D.J.-V.; supervision, M.D.G.-P. and D.C.-F. All authors have read and agreed to the published version of the manuscript.

Funding: The research leading to these results has received partial funding from the Shift2Rail Joint Undertaking under the European Union's Horizon 2020 research and innovation program under grant agreement No 826255. This document reflects only the author's view and the JU is not responsible for any use that may be made of the information it contains.

Data Availability Statement: The data presented in this study are available on request from the corresponding author.

Acknowledgments: The authors wish to thank the laboratory technicians of ACCIONA Construction Technological Centre, where tests were carried out, and the Spanish Railway Infrastructure Administrator (Adif) that provided the original stringers from Redondela Bridge.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflict of interest.

References

1. Olofsson, I.; Elfgren, L.; Bell, B.; Paulsson, B.; Niederleithinger, E.; Sandager Jensen, J.; Feltrin, G.; Täljsten, B.; Cremona, C.; Kiviluoma, R.; et al. Assessment of European railway bridges for future traffic demands and longer lives—EC project ‘Sustainable Bridges’. *Struct. Infrastruct. Eng.* 2005, 1, 93–100.
2. Fisher, J.W.; Yen, B.T.; Wang, D. Fatigue and Fracture Evaluation for Rating Riveted Bridges; Transportation Research Record 302; Transportation Research Board: Washington, DC, USA, 1987; pp. 25–35.
3. Wang, D. Fatigue Behaviour of Mechanically Fastened Double-Angle Shear Connections in Steel Bridges. Ph.D. Thesis, Lehigh University, Bethlehem, PA, USA, 1990.
4. Al-Emrani, M. Fatigue Performance of Stringer-to-Floor-Beam Connections in Riveted Railway Bridges. *J. Bridge Eng.* 2005, 10, 179–185.
5. Imam, B.M.; Righiniotis, T.D.; Chryssanthopoulos, M.K. Numerical modelling of riveted railway bridge connections for fatigue evaluation. *Eng. Struct.* 2007, 29, 3071–3081.
6. Jimenez-Vicaria, J.D.; G. Pulido, M.D.; Castro-Fresno, D. Influence of carbon fibre stiffness and adhesive ductility on CFRP-steel adhesive joints with short bond lengths. *Constr. Build. Mater.* 2020, 260, 119758. ISSN 0950-0618, doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.119758.
7. Bocciarelli, M.; Colombi, P.; Fava, G.; Poggi, C. Fatigue performance of tensile steel members strengthened with CFRP plates. *Compos. Struct.* 2009, 87, 334–343. ISSN 0263-8223, doi:10.1016/j.compstruct.2008.02.004.
8. Chataigner, S.; Benzarti, K.; Forêt, G.; Caron, J.F.; Gemignani, G.; Brugiolo, M.; Calderon, I.; Pinero, I.; Birtel, V.; Lehman, F. Lehmann. Design and testing of an adhesively bonded CFRP strengthening system for steel structures. *Eng. Struct.* 2018, 177, 556–565. ISSN 0141-0296, doi:10.1016/j.engstruct.2018.10.004.

-
9. Jimenez-Vicaria, J.D.; Castro-Fresno, D.; G. Pulido, M.D. Fatigue behaviour of adhesive bonds in tensile CFRP-metal double-strap joints with puddle iron plates taken from a 19th century bridge. *Compos. Struct.* 2020, 251, 112600. ISSN 0263-8223, doi:10.1016/j.compstruct.2020.112600.
10. Tavakkolizadeh, M.; Saadatmanesh, H. Fatigue strength of steel girders strengthened with carbon fiber reinforced polymer patch. *J. Struct. Eng.* 2003, 129, 186–196, doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(186).
11. Dawood, M.; Rizkalla, S.; Sumner, E. Fatigue and overloading behavior of steel-concrete composite flexural members strengthened with high modulus CFRP materials. *J. Compos. Constr.* 2007, 11, 659–669, doi:10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:6(659).
12. Kim, Y.J.; Harries, K.A. Fatigue behavior of damaged steel beams repaired with CFRP strips. *Eng. Struct.* 2011, 33, 1491–1502. ISSN 0141-0296, doi:10.1016/j.engstruct.2011.01.019.
13. Ghafoori, E.; Motavalli, M.; Botsis, J.; Herwig, A.; Galli, M. Fatigue strengthening of damaged metallic beams using prestressed unbonded and bonded CFRP plates. *Int. J. Fatigue* 2012, 44, 303–315. ISSN 0142-1123, doi:10.1016/j.ijfatigue.2012.03.006.
14. Zhao, X.L. *FRP-Strengthened Metallic Structures*; Taylor and Francis: Boca Raton, FL, USA, 2013.
15. Karbhari, V.M. *Rehabilitation of Metallic Civil Infrastructure Using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites*; Woodhead Publishing, Cambridge, UK; 2014.
16. Hosseini, A.; Ghafoori, E.; Al-Mahaidi, R.; Zhao, Xi.; Motavalli, M. Strengthening of a 19th-century roadway metallic bridge using nonprestressed bonded and prestressed unbonded CFRP plates. *Constr. Build. Mater.* 2019, 209, 240–259. ISSN 0950-0618, doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.03.095.
17. Chataigner, S.; Wahbeh, M.; Garcia-Sanchez, D.; Benzarti, K.; Birtel, V.; Fischer, M.; Sopena, L.; Boundouki, R.; Lehmann, F.; Martín, E.; et al. Fatigue Strengthening of Steel Bridges with Adhesively Bonded CFRP Laminates: Case Study. *J. Compos. Constr.* 2020, 24, 05020002, doi:10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001014.
18. Heydarinouri, H.; Motavalli, M.; Nussbaumer, A.; Ghafoori, E. Development of Mechanical Strengthening System for Bridge Connections Using Prestressed CFRP Rods. *J. Struct. Eng.* 2021, 147, doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002923.

19. Ghafoori, E.; Motavalli, M.; Zhao, X.L.; Nussbaumer, A.; Fontana, M. Fatigue design criteria for strengthening metallic beams with bonded CFRP plates. *Eng. Struct.* 2015, 101, 542–557.
20. Proyecto de la parte metálica del viaducto de Redondela y de aumento en las fábricas en la línea de Monforte a Vigo. Signatura C-1173-002. In *Archivo Histórico Ferroviario del Museo del Ferrocarril de Madrid; Compañía de los Ferrocarriles de Medina del Campo a Zamora y de Orense a Vigo; Vigo (Spain), April 1884.*
21. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000 Version 20; Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA, USA; 2017.
22. Ermopoulos, J.; Spyrakos, C. Validated analysis and strengthening of a 19th century railway bridge. *Eng. Struct.* 2006, 28, 783–792.
23. Brencich, A.; Gambarotta, L. Assessment procedure and rehabilitation of riveted railway girders: The Campasso Bridge. *Eng. Struct.* 2009, 31, 224–239.
24. Ghafoori, E.; Prinz, G.; Mayor, E.; Nussbaumer, A.; Motavalli, M.; Herwig, A.; Fontana, M. Finite Element Analysis for Fatigue Damage Reduction in Metallic Riveted Bridges Using Pre-Stressed CFRP Plates. *Polymers* 2014, 6, 1096–1118.
25. EN 1991-2. Eurocode 1: Action on Structures—Part 2-Load on Bridges; Comité Européen de Normalisation (CEN): Brussels, Belgium, 2005.
26. Pipinato, A.; Pellegrino, C.; Modena, C. Fatigue Damage Estimation in Existing Railway Steel Bridges by Detailed Loading History Analysis. *Isrn Civ. Eng.* 2012, 2012, 231674.
27. Rauert, T.; Hoffmeister, B. Fatigue Verification of a Composite Railway Bridge Detail Based on Testing. *Procedia Eng.* 2011, 14, 1855–1862.
28. Bruna, O.A. Puentes Metálicos Ferroviarios de Aragón y su Entorno. Visión Histórica y Structural. Ph.D. Thesis, University of Zaragoza, Zaragoza, Spain, 2016. (In Spanish)
29. Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos. *Gac. Madr. Num.* 1902, 156, 999–1003.
30. UNE-EN ISO 6892-1:2020. Metallic Materials—Tensile Testing—Part 1: Method of Test at Room Temperature; Asociación Española de Normalización, Madrid; 2020.
31. UNE-EN 10025-2:2020. Hot Rolled Products of Structural Steels—Part 2: Technical Delivery Conditions for Non-Alloy Structural Steels; Asociación Española de Normalización, Madrid; 2020.

32. ISO 898-1:2013. Mechanical Properties of Fasteners Made of Carbon Steel and Alloy Steel—Part 1: Bolts, Screws and Studs with Specified Property Classes—Coarse Thread and Fine Pitch Thread; ISO-International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland; 2013.
33. Guyer, R.C.; Laman, J.A. Distortion-induced stress investigation of double angle stringer-to-floorbeam connections in railroad bridges. *Eng. Struct.* 2012, 38, 104–112.
34. Bursi, O.S.; Jaspart, J.P. Basic issues in the finite element simulation of extended end plate connections. *Comput. Struct.* 1998, 69, 361–382.
35. Abaqus Analysis User's Guide Version 6.13; Dassault Systèmes Simulia Corp.: Providence, RI, USA, 2013.
36. Guyer, R.C. Distortion-Induced Fatigue Investigation of Double Angle Stringer-To-Floorbeam Connections. Master's Thesis. The Graduate School College of Engineering, The Pennsylvania State University, University Park, PA, USA; 2010.
37. Al-Emrani, M.; Kliger, R. FE analysis of stringer-to-floor-beam connections in riveted railway bridges. *J. Constr. Steel Res.* 2003, 59, 803–818.
38. Yun, X.; Gardner, L. Stress-strain curves for hot-rolled steels. *J. Constr. Steel Res.* 2017, 133, 36–46.
39. Hu, Y.; Davison, J.; Burgess, I.; Plank, R. Multi-Scale Modelling of Flexible End Plate Connections under Fire Conditions. *Open Constr. Build. Technol. J.* 2010, 4, 88–104.
40. Kamaya, M. Ramberg–Osgood type stress–strain curve estimation using yield and ultimate strengths for failure assessments. *Int. J. Press. Vessel. Pip.* 2016, 137, 1–12.
41. Kontolati, K. Numerical investigation of weak axis I profile connections. In 9th Hellenic National Conference on Steel Structures; Larisa, Greece, 5-7 October 2017. Steel Structures Research Society (SSRS). Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens.
42. O'Sullivan, M.; Swailes, T. A Study of Historical Test Data for Better Informed Assessment of Wrought Iron Structures. *Int. J. Archit. Herit.* 2009, 3, 260–275.
43. Moy, S.S.J.; Clarke, H.W.J.; Bright, S.R. The engineering properties of Victorian structural wrought iron. *Proc. Inst. Civ. Eng. Constr. Mater.* 2009, 162, 1–10.
44. Kelton, S.L.; Arwade, S.R.; Lutenecker, A.J. Variability of the Mechanical Properties of Wrought Iron from Historic American Truss Bridges. *J. Mater. Civ. Eng.* 2011, 23, 638–647.

45. Sendeckyj, G.P. Constant life diagrams—A historical review. *Int. J. Fatigue* 2001, 23, 347–353.
46. Ghafoori, E.; Motavalli, M.; Nussbaumer, A.; Herwig, A.; Prinz, G.S.; Fontana, M. Design criterion for fatigue strengthening of riveted beams in a 120-year-old railway metallic bridge using pre-stressed CFRP plates. *Compos. Part B* 2015, 68, 1–13.
47. Hashin, Z. Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites. *J. Appl. Mech.* 1980, 47, 329–334.
48. Barbero, E.J. *Introduction to Composite Materials Design*; Taylor and Francis: Philadelphia, PA, USA, 1999.
49. Jimenez-Vicaria, J. David; G. Pulido, M. Dolores and Castro-Fresno, Daniel. Evaluation of the bond behaviour in CFRP-steel double-strap joints. In *Proceedings of the 7th Euro-American Congress on Construction Pathology, Rehabilitation Technology and Heritage Management, Rehabend, Cáceres, Spain, 15-18 May 2018, Issue 221479, Pages 2248–2255.*