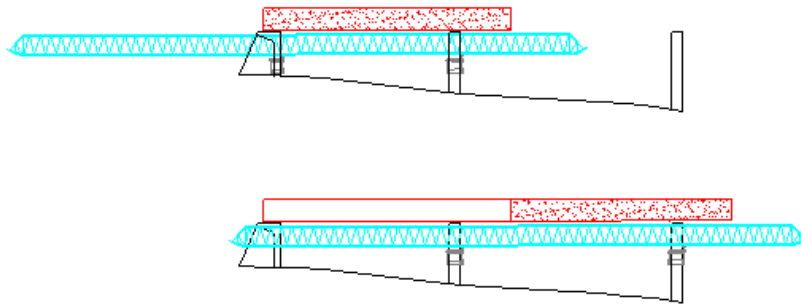


ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author

Nuevo procedimiento constructivo de viaductos con cimbra autolanzable y nueva secuencia evolutiva.



Autor: [José Ramón Díaz de Terán López](#).

Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Dpto. de Ingeniería de la Construcción.

Directores de la tesis: [Dr. José Turmo Coderque](#). [Dr. Juan José Jorquera Lucerga](#)

Programa de doctorado: [Doctorat en Enginyeria de la Construcció, RD 1393/2007](#)

Barcelona, 23 de julio de 2013.

Tesis presentada para obtener el título de Doctor/Doctora por la Universitat Politècnica de Catalunya.

Volúmenes: 1.

**Dedicado a la memoria
de mi abuelo Antonio**

Agradecimientos

Me gustaría hacer constar mi agradecimiento por su ayuda, seguimiento, consejo y orientaciones a mis directores de tesis, el Dr. José Turmo Coderque (Universidad Politécnica de Cataluña) y el Dr. Juan José Jorquera Lucerga (Universidad Politécnica de Cartagena) .

Desearía hacer una mención especial a la Dra. María Nogal Macho (Universidad de Cantabria), sin cuya ayuda de todo tipo y apoyo no hubiera podido finalizar esta tesis, en especial todo lo relacionado con la programación en Matlab.

Quisiera agradecer, asimismo, la colaboración del Dpto. Técnico de Pacadar y el personal de su planta de prefabricados de Sant Boi de Llobregat. Los test presentados fueron realizados por el Laboratorio de Materiales y Estructuras de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Ciudad Real (Universidad de Castilla La Mancha) dirigido por el Dr. Xiaoxing Zhang. Por otra parte, se agradece la colaboración, en el ámbito de los ensayos del ingeniero de caminos Santiago Salinas Clavero.

Esta tesis se enmarca dentro de un proyecto coordinado entre la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) y la Universidad de Castilla La Mancha (UCLM) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación. El proyecto global (BIA2006-15471-C02-01) ha sido dirigido por el Dr. Gonzalos Ramos Schneider (UPC) a partir de una idea original del Dr. Angel Carlos Aparicio Bengoechea (UPC). La parte de ensayos correspondiente a esta tesis forma parte del subproyecto BIA2006-15471-C02-02, dirigido por el Dr. José Turmo Coderque. Quisiera agradecer a todos ellos su intervención en una fase u otra de la investigación relacionada con la tesis.

Deseo agradecer al Ministerio de Innovación y Ciencia la financiación prestada y a la Consejería de Ciencia e Innovación del Gobierno de Castilla La Mancha su apoyo financiero a través de los proyectos BIA2009-13056 and PII2I09-0129-4085.

No quisiera terminar estos agradecimientos sin mencionar el apoyo y ayuda prestados por mi familia, amigos y, sobre todo, por mi novia Beatriz, mi abuela Teresa y por mi madre, Carmen, dado que de no ser por ellas esta tesis no hubiera sido posible.

Resumen

Durante los últimos años se han venido realizando viaductos con cimbra autolanzable y una nueva secuencia evolutiva de la sección transversal. Esta nueva secuencia evolutiva consiste en alcanzar un esquema autoportante que permita el avance de la cimbra con la sección aún no finalizada.

El nuevo proceso constructivo presenta una serie inconvenientes constructivos, cuya problemática y solución se estudia en la presente tesis. Estos inconvenientes son:

- la necesidad de controlar la flexión transversal del núcleo autoportante,
- la necesidad de realizar dos tandas de pretensado por vano y
- el inconveniente de dejar esperas de gran longitud entre en núcleo autoportante y la segunda fase de hormigonado transversal.

La problemática asociada a los dos primeros inconvenientes se ha analizado mediante modelos de elementos finitos, tanto de vigas (estudio en 2D) como de shells (estudio en 3D), mientras que la problemática asociada al tercer inconveniente se ha estudiado mediante la realización de ensayos de losas y paneles para determinar el comportamiento y la idoneidad de esperas entre fases de hormigonado de tipo compacto o loop joint.

Los resultados obtenidos en los modelos numéricos estudian la posibilidad de mejorar el actual proceso constructivo mediante la implementación de dos tipos diferentes de tesado que permiten realizar una sola sesión de tesado por vano, vigilando especialmente la apertura de fisura y las sobrecompresiones en el hormigón. Asimismo, los resultados de los ensayos confirman la seguridad en el empleo de armaduras de espera de tipo compacto o loop joint entre fases de hormigonado diferentes, no sólo para su empleo en viaductos, sino para su utilización en cualquier otra obra de ingeniería civil o edificación en que haya varias fases de hormigonado.

Por último, conviene destacar que con las nuevas mejoras introducidas, se consigue realizar la construcción de los viaductos en un plazo de menos de una semana por vano, eludiendo la presencia de actividades críticas durante su realización y todo ello sin necesidad de establecer un tercer turno de trabajo en la obra, con el consiguiente ahorro de costes derivado de tal necesidad.

Palabras clave:

Cimbra autolanzable, loop joints, núcleo autoportante, tandas de tesado.

Abstract

During last years several viaducts have been constructed by using movable scaffolding systems (MSS) and a new casting sequence of the section. This new casting sequence of the section consists in constructing a partial self-supporting scheme that allows the movement of the MSS to the next span though the section is not completed yet.

The new casting sequence presents three problems, whose solution is studied in the current thesis:

- Control of tranverse flexion is needed at the partial self supporting scheme.
- Two different presstesting series are needed at each span.
- Regulatory requirements oblige to leave long protruding rebars to connect the two casting phases. In practice, this fact complicates the extraction of the interior formwork of the section

The two first problems have been studied by Finite Element Modelization, both for beam models (2D) and for shell models (3D). Otherwise, the third problem has been studied by slab and panel tests to determine the behaviour of the loop joint splices.

The results that have been obtained in numerical models is used to study the possibility of improving the current process by the implementation of two different types of prestressing so that only one serie is needed for each span. For these solutions, the crack width and compressions over the limit must be limited. On the other hand, test results of slabs and panels confirm the suitability of loop joints, not only between casting phases in bridges but also in other concrete structures.

Finally, it should be noticed that the introduced improvements allow the construction of the spans of viaducts with MSS in less than one week, and avoid the need of critical activities during the construction, without a night work session.

Keywords:

Movable Scaffolding System, loop joints, self-supporting scheme, prestressing series.

INDICE

PARTE I: INTRODUCCIÓN

1. Objetivos y metodología de la tesis.	10
1.1. Objetivos de la tesis	10
1.2. Metodología general.....	12
1.3. Hipótesis y variables de trabajo	13

PARTE II: ESTADO DEL ARTE

2. Estado del Arte de la cimbra autolanzable	15
2.1. Introducción	15
2.2. Proceso tradicional con la cimbra autolanzable.....	21
2.3. Viaductos ejecutados con la nueva secuencia evolutiva	26
2.4. Problemática en los viaductos realizados.....	37
3. Estado del Arte de las armaduras de espera compactas de tipo loop joint...62	
3.1. Comportamiento a flexión de esperas loop joint.....	62
3.2. Comportamiento a rasante de loop joints	65

PARTE III: CONTRIBUCIONES ORIGINALES

4. Introducción: soluciones originales propuestas a la problemática presentada.....	68
5. Descripción de ensayos realizados para la tesis con objeto de determinar el comportamiento de los loop joint	79
5.1. Descripción de ensayos en losas.....	79
5.1.1. Elementos de ensayo.....	79
5.1.2. Materiales	83
5.1.3. Configuración del ensayo	86
5.1.4. Equipo e instrumentación	89
5.2. Descripción de ensayos de paneles.....	90
5.2.1. Elementos de ensayo.....	90
5.2.2. Materiales	93
5.2.3. Configuración del ensayo	94
5.2.4. Equipo e instrumentación	97

6.1.	Resultados teóricos de las losas.....	98
6.1.1.	Estado Límite Último.....	98
6.1.2.	Estado Límite de Servicio.....	99
6.2.	Resultados obtenidos en los ensayos de las losas.....	100
6.2.1.	Hormigón de resistencia normal (NSC).....	102
6.2.2.	Hormigón de alta resistencia (HSC).....	105
6.2.3.	Hormigón Autocompactante (SCC).....	107
6.3.	Comparación de los resultados.....	109
6.4.	Resultados teóricos de los paneles.....	112
6.4.1.	Estado Límite Último.....	112
6.5.	Resultados de los ensayos en paneles.....	114
6.5.1.	Paneles sin prefisurar.....	114
6.5.2.	Paneles Prefisurados.....	120
6.6.	Comparación de resultados.....	124
7.	Descripción de modelos numéricos del viaducto realizados.....	125
7.1.	Introducción: viaducto de Moutas. Finalidad del estudio y necesidad de modelos de vigas y de shells.....	125
7.2.	Descripción general de características geométricas y mecánicas del viaducto de Moutas.....	128
7.3.	Descripción general de características de los materiales del viaducto de Moutas y de los parámetros de pretensado introducidos.....	130
7.4.	Cargas actuantes consideradas.....	132
7.5.	Modelos auxiliares de apoyo y calibración.....	133
7.5.1.	Calibración de fluencia, retracción, relajación y pérdidas totales de pretensado.....	133
7.6.	Modelos de vigas:.....	142
7.6.1.	Modelos de reparto de cargas entre la cimbra y el tablero en la secuencia constructiva tradicional.....	142
7.6.2.	Descripción del modelo de vigas con secuencia tradicional.....	147
7.6.3.	Descripción de modelo de vigas con secuencia nueva y tesado al 75% (Moutas original).....	148
7.6.4.	Descripción del modelo de vigas con secuencia nueva y tesado al 100% en primera fase.....	149
7.6.5.	Descripción del modelo de vigas con secuencia nueva y tesado al 50% con solape de tendones.....	150
7.7.	Modelos de shells.....	151

7.7.1.	Descripción del modelo de shells con secuencia tradicional	151
7.7.2.	Descripción de modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 75% (Moutas original)	152
7.7.3.	Descripción del modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 100%	153
7.7.4.	Descripción del modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 50% con solape de tendones.....	153
8.	Generación de cargas equivalentes a tendones para modelos de shells	155
9.	Resultados de modelos numéricos	156
9.1.	Resultados E.L.U. de modelos de vigas	156
9.1.1.	Resultados de modelo de vigas (ELU) con secuencia tradicional..	157
9.1.2.	Resultados de modelo de vigas (ELU) con secuencia nueva y tesado al 75% (Moutas original)	160
9.1.3.	Resultados de modelo de vigas (ELU) con secuencia nueva y tesado al 100% en primera fase	164
9.1.4.	Resultados de modelo de vigas (ELU) con secuencia nueva y tesado al 50% con solape entre tendones	167
9.2.	Resultados ELU transversales de modelos de shells.....	171
9.2.1.	Resultados ELU transversales de modelo de shells con secuencia tradicional	172
9.2.2.	Resultados ELU transversales de modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 75% (Moutas original)	174
9.2.3.	Resultados ELU transversales de modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 100% en primera fase.....	176
9.2.4.	Resultados ELU transversales de modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 50% con solape entre tendones	178
9.3.	Resultados ELS de modelos de shells	180
9.3.1.	Resultados ELS de modelo de shells con secuencia tradicional ...	180
9.3.2.	Resultados ELS de modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 75% (Moutas original)	185
9.3.3.	Resultados ELS de modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 100% en primera fase	191
9.3.4.	Resultados ELS de modelo de shells con secuencia nueva y tesado al 50% con solape entre tendones	196

PARTE IV: CONCLUSIONES

10.	Conclusiones	203
10.1.	Conclusiones de ensayos de losas	203
10.2.	Conclusiones de ensayos de paneles	204
10.3.	Conclusiones de resultados numéricos	205
10.3.1.	Esfuerzos longitudinales en E.L.U.	205
10.3.2.	Esfuerzos transversales en E.L.U.....	206
10.3.3.	Tensiones en estado Límite de Servicio.....	207

PARTE V: FUTUROS TRABAJOS Y PUBLICACIONES.....210

ANEXOS: Formato Digital

- **Anexo A: resultados ELU de modelos de vigas**
- **Anexo B: resultados ELU de modelos de shells**
- **Anexo C: resultados ELS de modelos de shells**

ÍNDICE DE FIGURAS.....	212
-------------------------------	------------

ÍNDICE DE TABLAS.....	217
------------------------------	------------

BIBLIOGRAFÍA.....	219
--------------------------	------------

1. Objetivos y metodología de la tesis.

1.1. Objetivos de la tesis

En la actualidad, los procedimientos más comunes empleados en la construcción de viaductos de vanos con luces medias son el empuje del dintel, los puentes de vigas y la cimbra autolanzable.

Para el caso de la construcción con cimbra autolanzable, y en los últimos años, se ha desarrollado en España un nuevo procedimiento de construcción que convierte el uso de la misma en muy competitivo en cuanto a plazos de ejecución y costo, respecto otros procedimientos de construcción de viaductos de luces medias. Además, respecto al procedimiento clásico empleado hasta ahora, permite un plazo de ejecución más eficiente y una simplificación en el manejo de los encofrados interiores. Este nuevo procedimiento se basa en una ejecución en dos fases de la sección transversal, garantizando en una primera fase un núcleo resistente (que comprende la losa inferior, las almas y los voladizos de la losa superior) que permite el avance de la cimbra aunque la sección transversal no esté acabada.

La presente tesis se enmarca dentro de un Proyecto de Investigación más reducido, **“Viabilidad del empleo de empalmes con geometría compacta en viaductos de hormigón”**. Asimismo, paralelamente, se ha venido desarrollando un proceso de colaboración entre la Escuela de Ingenieros de Caminos de Ciudad Real y la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, con el fin de establecer no sólo la viabilidad del empleo de los empalmes compactos, sino la posibilidad de realizar pretensados del 100% en primera fase de ejecución de la sección transversal.

Los objetivos principales de la tesis son:

- 1) **Determinar si el empleo de armaduras de espera de tipo compacto (loop joint) entre fases de hormigonado es eficiente** de cara a la construcción y servicio de viaductos construidos con la nueva sección evolutiva.

Si el empleo de este tipo de armaduras de espera es viable, se conseguiría flexibilizar y agilizar el proceso constructivo notablemente, al permitir la extracción rápida y sencilla de los encofrados interiores de la sección de viaducto, facilitando la ejecución, en relación a las soluciones hasta ahora vigentes.

- 2) **Establecer si la nueva secuencia evolutiva del viaducto es autoportante** durante la ejecución, sin que presente deformaciones transversales excesivas ni sobrecompresiones o fisuración excesiva y permitiendo una única tanda de tesado por vano.

Si la nueva secuencia evolutiva es autoportante, sin presentar deformaciones transversales excesivas, con un 100% de tesado de los tendones en primera fase, se evitaría la disposición de elementos rigidizadores transversales que complican la ejecución. Asimismo, se permitiría la formación de un núcleo resistente que podría avanzar independientemente de cuándo se complete la sección transversal del viaducto, con las ventajas inherentes en cuanto a versatilidad, rapidez y eficiencia en el uso de la cimbra autolanzable.

Por otra parte, se ha procedido a estudiar si la nueva secuencia evolutiva es autoportante si se procede al tesado al 50%, empleando tendones que abarquen dos vanos y se vayan solapando en cada vano. Las ventajas de este procedimiento serían análogas a las del tesado al 100% en caso de que no se pudiera o no conviniera tesar al 100% el núcleo resistente.

Una vez que se hayan verificado los dos objetivos principales señalados, se considerará que el nuevo proceso constructivo es válido y supondrá un avance notable en cuanto a la eficiencia constructiva de viaductos empleando cimbra autolanzable.

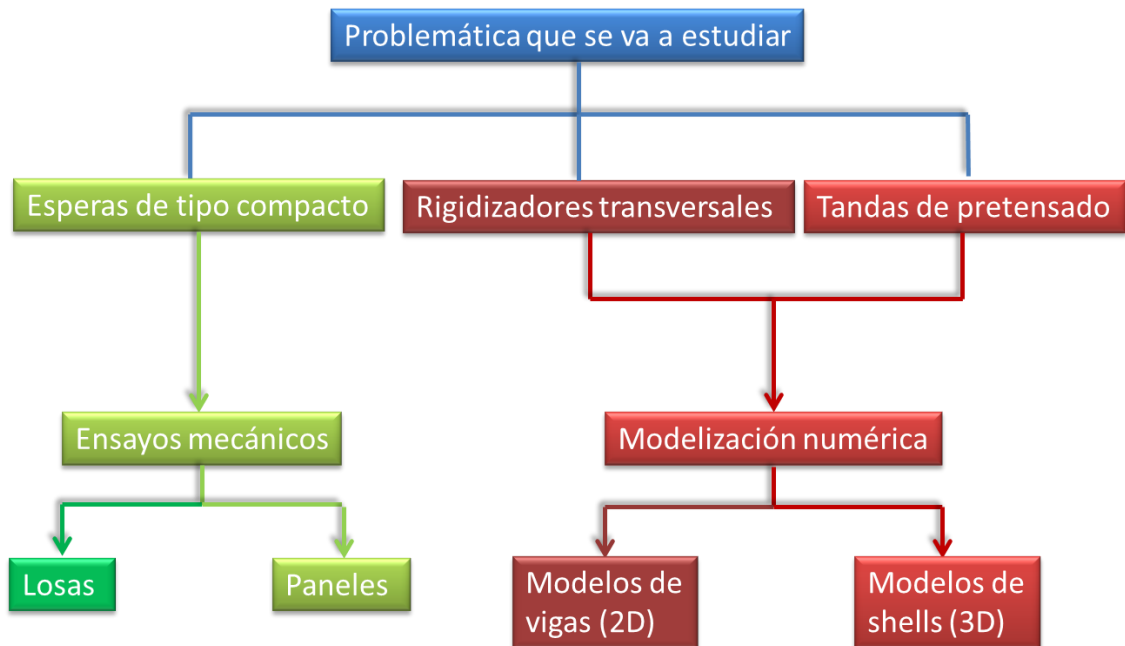


Figura 1.1. Objetivos de la tesis y tratamiento.

1.2. Metodología general

Para conseguir los objetivos fijados previamente, se propone la metodología que a continuación se expone y que aparece condensada de cara al análisis de cada objetivo de la tesis en la figura 2.1:

1) Estudio de bibliografía y estado del arte

1. Búsqueda de bibliografía general sobre construcción y cálculo de tableros de hormigón pretensado por fases.
2. Búsqueda de bibliografía sobre el empleo de cimbra autolanzable en la construcción por fases de tableros de hormigón.
3. Búsqueda de bibliografía sobre estudios llevados a cabo en relación a armaduras de espera compactas (loop joint) y su comportamiento tanto a flexión como a rasante.
4. Visita a obras de viaductos que se estén ejecutando con cimbra autolanzable y proceso constructivo similar al que se estudia.
5. Obtención de datos de puentes realizados mediante un procedimiento similar o parecido al propuesto.
6. Curso de utilización de programa MIDAS de elementos finitos para la construcción por fases de viaductos.

2) Realización y análisis de ensayos experimentales sobre losas y paneles que permitan validar el funcionamiento a flexión y rasante de las armaduras de espera compactas, tanto en estado límite último como en estado límite de servicio.

Para ello se han elaborado losas y paneles de hormigón armado, de diferentes tipos:

- Hormigón convencional (NSC: normal strength concrete)
- Hormigón de alta resistencia (HSC: high strength concrete)
- Hormigón autocompactante (SCC: self-compacting concrete)

Las losas se han sometido a ensayos de flexión simple, sobre cuatro puntos, a fin de determinar su comportamiento ante momentos flectores, tanto para Estado Límite Último (rotura) como para Estado Límite de Servicio (Fisuración).

Asimismo, los paneles se han sometido a esfuerzos rasantes para determinar su comportamiento a Estado Límite Último (rotura) y Estado Límite de Servicio (Fisuración).

En ambos casos, para cada tipo de hormigón ensayado se ha dispuesto una losa o panel de control con armadura pasante de lado a lado de la junta, sin necesidad de solapes ni esperas, que permitiera comparar los resultados obtenidos con las armaduras de espera compacta con los valores de referencia de las armaduras pasantes sin esperas.

Una vez realizada la campaña de ensayos, se ha procedido a la recogida de datos y resultados a y a su análisis.

- 3) **Realización de modelos numéricos con programa de elementos finitos**, de viaductos de carretera, a fin de comprobar la idoneidad del pretensado al 100% y al 50% (con solapes de tendones en un vano) en primera fase.

Para ello, se han realizado las siguientes etapas:

- Creación modelos de calibración para comprobar que el programa realiza los cálculos que se desea efectuar y que es eficaz en el análisis de fluencia, relajación y retracción.
 - Creación de modelos de tablero de viaducto de carretera basado en alguno existente (se ha seleccionado el Viaducto de Moutas, en la Variante de Grado).
 - Definición de las acciones dominantes para cada modelo.
 - Ejecución de los modelos, y comprobación del estado tensional en el hormigón de cada uno.
 - Comprobación de que el pretensado al 100% en primera fase es compatible con flexiones transversales y tensiones asumibles por el tablero.
 - Comprobación de que el pretensado al 50% con solape de tendones en un vano es compatible con flexiones transversales y tensiones asumibles por el tablero.
- 4) Difusión de los resultados.
- Presentación de los resultados obtenidos en congresos y reuniones, tanto de carácter nacional como internacional.
 - Redacción de artículos para revistas.
 - Redacción de la tesis doctoral.
 - Defensa de la tesis doctoral.

1.3. Hipótesis y variables de trabajo

Las hipótesis que se irán planteando en la tesis son las siguientes:

- 1) Se considera la influencia de la fluencia, retracción y relajación en el comportamiento en servicio del tablero del viaducto.
- 2) Se considerará que el pretensado es suficiente como para que no se produzca fisuración en el hormigón.
- 3) Se analizará varios modelos de un viaducto de carretera, asumiendo que son lo suficientemente representativos para el conjunto de casos que se pudieran presentar.
- 4) El tesado y cargas muertas durante la primera fase producen flexiones transversales en la sección del viaducto.

- 5) Se considerará un modelo en que el cortante esté incluido de cara a la estimación de deformaciones.

Las variables que se considerarán durante la investigación serán las que a continuación se exponen:

- 1) Campaña de ensayos:
 - Carga aplicada sobre las losas y paneles ensayados.
 - Deflexión de los tableros y distorsión en los paneles.
 - Apertura de fisura en función de la carga aplicada en cada instante, en paneles y tableros.
- 2) En los modelos numéricos se revisarán los siguientes resultados que se obtengan:
 - Tensión máxima de compresión en el hormigón.
 - Tensión máxima de tracción en el hormigón.
 - Valores de deformación transversal de la sección medidos en la losa superior.
 - El porcentaje de pretensado que se puede disponer en primera fase de hormigonado para que las tensiones y la deformación transversal sean tolerables.

Los puentes son, en ingeniería, las obras que presentan una mayor complejidad y sofisticación estructural. Aparte de su belleza, son una parte esencial en la vertebración territorial de un país y por ello, son obras muy representativas e importantes.

Como especialista en estructuras que pretendo ser, el dominio de las técnicas constructivas y de diseño de puentes supone un reto personal y una ocasión de aprendizaje y formación excelente.

2.4. Problemática en los viaductos realizados

No se puede decir que los tres inconvenientes relacionados con la nueva solución (a saber: flexión transversal del tablero, dificultad de extracción del encofrado interior y pretensado de la primera fase de hormigonado) hayan sido tratados de una forma homogénea en los viaductos que se han ejecutado hasta la fecha. Al contrario, cada proyectista ha adoptado una solución diferente, sin que parezca que la experiencia previa en otros proyectos realizados por otros estudios de diseño haya sido tenida en consideración, ni que se haya ido avanzando hacia un sistema estándar más eficiente. Estos tres problemas son la causa de los objetivos de la tesis.

Problemática derivada de la flexión transversal

El hecho de considerar un núcleo resistente consistente en la artesa formada por la losa inferior, las almas y los voladizos superiores, lleva asociado el problema de flexiones transversales en el tablero, que requieren un estudio minucioso. Estas flexiones se pueden deber, tanto al peso propio del núcleo autoportante como a la acción del pretensado parcial en el mismo.

Algunos proyectistas, no todos, han considerado la necesidad de disponer de elementos rigidizadores que compensen la ausencia del tramo central de la losa superior del tablero (figura 2.4.1.). Otros, han considerado que no existe necesidad de disponer de estos elementos y no han dispuesto ninguno de ellos, al estimar que los efectos de la primera fase de pretensado eran suficientes para compensar las flexión transversal debida al peso propio del núcleo resistente.

Los elementos para rigidizar que se han dispuesto han sido de dos tipos (tabla 2.4.1.): losa de techo sobre el frente de fase o sobre pilares, o bien puntales de acero sobre el tablero, separados una determinada distancia a lo largo de la longitud del mismo. En algunos casos de viaductos, se han dispuesto tanto losa de techo como puntales, simultáneamente, para rigidizar la sección:

- Losa de techo sobre el frente de fase: es la solución dispuesta en los viaductos de Magallán, Moutas, embalse de Lechago, Urumea, Llobregat (autovía B 40) y el embalse de fluviá.
- Losa de techo sobre pilas: es la solución que se ha concretado en los viaductos de Urumea en combinación con la solución anterior), Valdoriolf, Can Cristofol y BP.
- Puntales: se han dispuesto puntales en algunos de estos viaductos, en combinación con la losa sobre frente de fase, en concreto, en los viaductos de Magallán (puntales cada 8 metros), de Llobregat (puntales cada 14 metros) y del río Fluviá.



Figura 2.4.1. Tirantes para prevenir la flexión transversal de la flexión y esperas loop joint.

Problemática asociada a la extracción del encofrado interior

La extracción del encofrado interior puede verse notablemente dificultada por la disposición de armaduras de espera en prolongación recta con longitudes de solape prescritas en la normativa (ACI 318-05, 2005), (CEB-FIP, 1993), (Comisión Permanente del Hormigón, EHE, 2008), (European Committee for Standardization Eurocode 2, 2004), (Deutsches Institut für Normung, DIN 1045, 1988). Por ello, si bien en algunos viaductos se ha procedido a colocar esperas en prolongación recta con longitudes de solape prescritas en normativa, en otros casos, se ha optado por acortar esta longitud mediante esperas en forma de L, que de todos modos presentan una longitud de solape considerable, o bien se ha elegido emplear loop joint, de diversas longitudes de solape, que presentan la ventaja de no requerir longitudes de solape importantes entre la primera y la segunda fase (Díaz de Terán, Turmo, Jorquera, Barragán, Ramos, & Aparicio, 2013.1), (Villalba, Casas, & Aparicio, 2008), (Villalba S. , 2010).

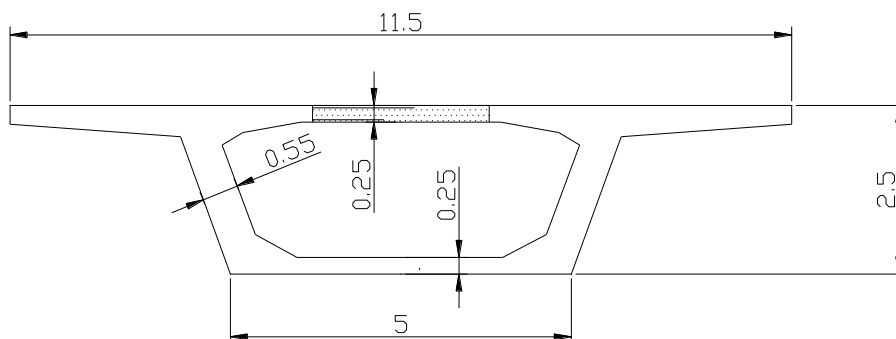


Figura 2.4.2. Esperas en prolongación recta para la segunda fase de hormigonado (techo)

- 1) Esperas en prolongación recta con solape (figura 2.4.2.): esta es la solución dispuesta en algunos de los viaductos considerados, pese a las dificultades asociadas a la extracción del encofrado interior. En concreto, los viaductos que presentan esta solución son el viaducto del embalse de Lechago y el viaducto de Llobregat (autovía B 40) (tabla 2.4.1.).
- 2) Esperas en forma de L con solape (figura 2.4.3.): hay una serie de viaductos que presentan esta solución, si bien suele implicar longitudes de solape importantes que hacen que no sea la más idónea de cara a la extracción de los encofrados interiores. Los viaductos que presentan esperas en forma de L o una solución mixta con esperas en forma de L en la armadura superior y en prolongación recta en la armadura inferior son los siguientes: viaducto del arroyo de la Vega, viaducto del Júcar, viaducto del río Fluviá y viaducto del río Francolí (tabla 2.4.1.).

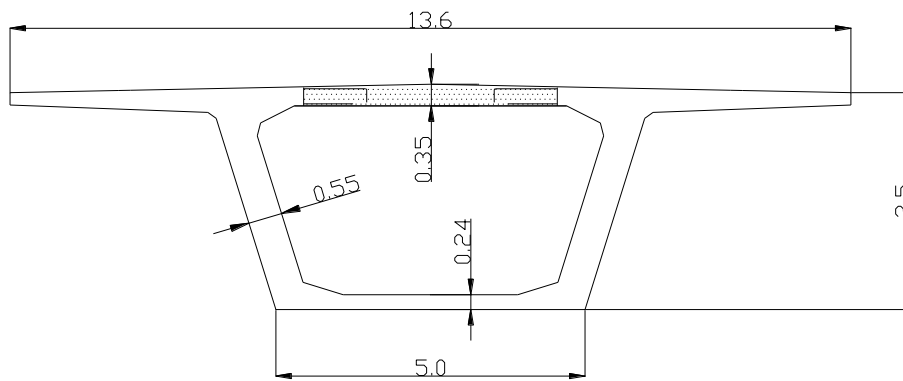


Figura 2.4.3. Esperas en forma de L para la segunda fase de hormigonado (techo).

- 3) Loop Joint (sin solapes según normativa): de cara a la extracción del encofrado interior es la solución más eficiente, si bien en algunos de los casos considerados, se ha dispuesto una longitud de solape del orden de los 65 cm (figura 2.4.4. y figura 2.4.5), la cual complica la extracción del encofrado interior. Los viaductos con este tipo de solución son: viaducto del Ricardell, viaducto de Gou, viaducto de Magallán, viaducto de Moutas, viaducto del Llobregat, viaducto de Muga, viaducto de Valdoríolf, viaducto BP, viaducto de Can Cristofol y los viaductos E 12 y E 15 de Cocentaina (tabla 2.4.1.).

El empleo de loop joints sin atender a las longitudes de solape (figura 2.4.6.) prescritas en las normativas (es decir, con una longitud del loop dentro de la segunda fase de hormigonado de 25-35 cm), de forma que se pueda prever y controlar su comportamiento en la junta, tanto a Estado Límite Último, como para Estado Límite de Servicio (principalmente, fisuración) es la solución óptima de cara a facilitar la extracción de los encofrados interiores de la sección cajón [Díaz de Terán et al (2011)].



Figura 2.4.4. Loop joints con longitud de solape según normativa y encofrado interior.

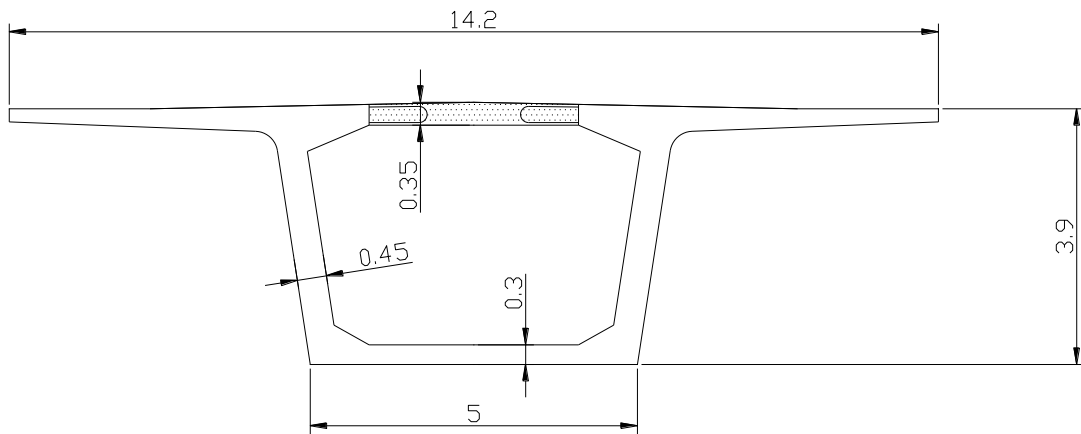


Figura 2.4.5. Loop joints con longitud de solape según normativa.

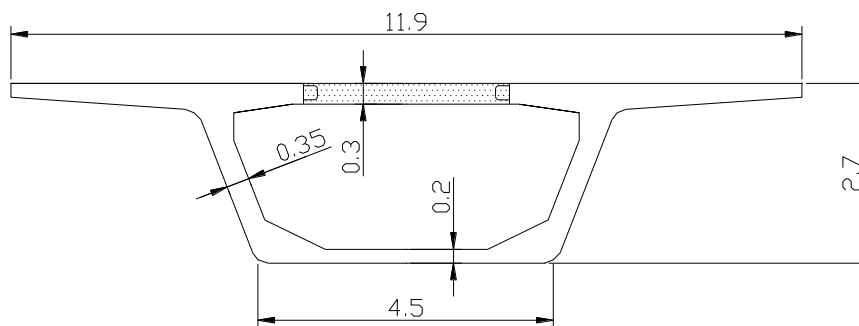


Figura 2.4.6. Loop joints sin longitud de solape.

3. Estado del Arte de las armaduras de espera compactas de tipo loop joint

3.1. Comportamiento a flexión de esperas loop joint

Existen aplicaciones tecnológicas que emplean empalmes de geometría compacta tipo loop joint, como el caso del sistema de vigas en T invertidas (también denominado Poutre Dalle). Este sistema permite eliminar el encofrado y aporta una superficie de trabajo segura y eficiente en cuanto a plazos y costes. Con una versión mejorada de este procedimiento se ha ejecutado el Center City Bridge, Houston County, Minnesota Bridge 6679 (French, Shield, & Smith). Sin embargo, la normativa vigente no trata los empalmes compactos tipo Loop Joint (CEB-FIP, 2000), que consiste en la conexión de dos losas mediante un doble lazo cerrado reforzado con armadura transversal, pese a que la bibliografía y estudios sobre el mismo se remontan a los años setenta (Leonhardt F. , 1977).

Existe bibliografía que trata el comportamiento de los loop joints ante esfuerzos a tracción y se explica, entre otras maneras, haciendo uso de las siguientes teorías:

- Teoría sobre adherencia entre acero y hormigón, asumiendo una distribución de tensiones a lo largo del anclaje (BSI, 1997), (CEB-FIP, 1993), (BSI, 1996).
- Método de la fuerza radial (Bruggeling & Huyge, 1991), dependiendo de la fuerza de tracción en las barras, la curvatura y diámetro de las barras y la distancia entre los loop joint adyacentes. Este método tiene en cuenta la colocación de barras transversales que atraviesan el loop y es aplicable a casos en los que se produzca flexión.
- Método mixto de fuerza radial y adherencia (Leonhardt, Walter, & Dieterle, 1973) en el que se resalta la importancia del solape longitudinal de cara a reducir la fisuración considerando la suma de la fuerza que se transfiere mediante la adherencia entre hormigón y el acero y la fuerza que se transmite radialmente.
- Método de superposición de fuerzas (Zalesov, Kirillov, Rubin, & Sleznev, 1989), que consiste en considerar la fuerza absorbida por el hormigón, la de adherencia entre acero y hormigón y la que absorbe la armadura transversal que atraviesa los loop.
- Método de Rotura en el plano de loop joint (Mattock A. , 1994).
- Análisis como "free body" de la sección justo antes de la formación de fisuras a través de un único gancho desarrollado por C. Tan, S. Yeo y C. Hon entre los años 1998 y 2001 en la National University of Singapore (Ong, Hao, & Paramasivan, 2005).
- Modelos de bielas y tirantes desarrollados entre 2000 y 2005 en la National University of Singapore por Ng y Ong (Ong, Hao, & Paramasivan, 2005).

En relación al comportamiento de los loop joint bajo esfuerzos flectores, se encuentra en la bibliografía una serie de ensayos de cara a estudiar el comportamiento estático y dinámico, en

algunos casos, entre elementos prefabricados o elementos prefabricados y elementos contruidos in situ:

- Ensayos realizados en Alemania en el Institut für Beton und Stahlbeton der Universität Karlsruhe (Gotthard & Timm, 1973), en los que se ha puesto de relieve la influencia de la posición relativa de los loop y del solape, del recubrimiento, de la presencia de armadura transversal y del diámetro de barra.
- Ensayos llevados a cabo por el TNO-IBBC (Institute TNO for Building Materials and Building Structures) holandés (Dragosavic, Beukel, & Gijsbers, 1975), que han aportado una formulación para la resistencia del loop joint, dependiente del área de acero de los loop joint, del área de acero de la armadura transversal, de la resistencia a tracción del hormigón, así como de la longitud de solape, del diámetro de las barras de acero y de la distancia de los loop exteriores al borde exterior de la viga ensayada. Los resultados resaltan la importancia de la armadura transversal de cara a incrementar la resistencia y condicionar el modo de apertura de fisura y la importancia de dejar una superficie entre fases suficientemente rugosa.
- Ensayos efectuados por el Building Research Station (Israel Institute of Technology) de losas con conexión de doble loop joint en junta entre dos elementos prefabricados, donde se ha puesto de relieve que las primeras fisuras se han producido en la junta de hormigonado, bajo niveles de carga relativamente bajos (Rosenthal & Shimoni, 1978).
- Ensayos estáticos y dinámicos efectuados por el Korea Institute of Construction Technology, tanto en secciones mixtas consistentes en una viga de acero y losa de hormigón, para estudio de fisuración y compatibilidad (Ryu, Kim, & Chang, 2005), como estudios de losas prefabricadas ensayadas a flexión bajo 3 y 4 puntos de carga (Ryu, Kim, & Chang, 2006), en los que en vez de la longitud de solape, se dispusieron distintas longitudes de anclaje para loop joints prescritas por el código ACI y la norma DIN 1045. En estos ensayos se comprobó que cuanto más longitud de solape se disponga, mejor comportamiento de la apertura de fisura se consigue.
- Ensayos de losas con juntas con loop joint, en la National University of Singapore (Ong, Hao, & Paramasivan, 2005), (Hao, 2004) en los que se tiene en cuenta la diversidad de métodos de análisis de loop joints descritos anteriormente así como su modelización con elementos finitos o bien el comportamiento de soluciones con loop joint menos convencionales, como los loop joint horizontales (Ong, Hao, & Paramasivan, 2006). En relación con estas investigaciones se pueden situar los trabajos de Hon (Hon, 2001), Lok (Lok, 2000), Ng (Ng, 2000) y Yeo (Yeo, 1999).
- Ensayos realizados en la Chulalongkorn University de Bangkok (Tailandia) en los que los resultados de los ensayos en losas (sin junta de hormigonado) se han comparado con resultados previstos según modelos de elementos finitos (Charuchaimontri, Senjuntichai, Ozbolt, & Limsuwan, 2008).

A partir de los resultados de los ensayos realizados en Corea, se ha confirmado que el comportamiento de loop joints es similar al de vigas de hormigón armado con armadura convencional y depende en gran medida del diámetro de las barras y de la disposición de armadura transversal (Ryu, Kim, & Chang, 2006) lo cual coincide con otros obtenidos por (Charuchaimontri, Senjuntichai, Ozbolt, & Limsuwan, 2008). En cuanto al ancho de fisura que aparece, se observó que el comportamiento es mejor que el de la normativa si se dan solapes de 350 mm, mientras que con solapes de 250 mm, las condiciones de servicio no eran satisfactorias (Ryu, Kim, & Chang, 2005), (Ryu, Kim, & Chang, 2006). La carga de apertura de fisura bajo esfuerzos flectores es menor que aquella que se obtiene sin junta de hormigonado. Esto es debido a que depende mucho de la técnica de rugosidad empleada y a la preparación de la interfase antes de preparar la junta in situ (Dragosavic, Beukel, & Gijbers, 1975), (Rosenthal & Shimoni, 1978), (Hao, 2004). Asimismo, se ha observado que la fisura inicial es mayor que la que se indica según las normativas, sin embargo, a medida que se incrementa la carga, su valor tiende a converger y a quedar por debajo del indicado en normas como el Eurocódigo 2 (European Committee for Standardization Eurocode 2, 2004) (Ryu, Kim, & Chang, 2005).

En esta tesis se presentarán los resultados obtenidos para solapes de armadura de tipo gancho (Fig 3.1.1), en juntas de hormigonado sometidas a solicitaciones normales debidas a flexión pura estática, en losas ejecutadas con distintos tipos de hormigón, en los ensayos realizados en el Laboratorio de Estructuras y Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Ciudad Real (Universidad de Castilla La Mancha).

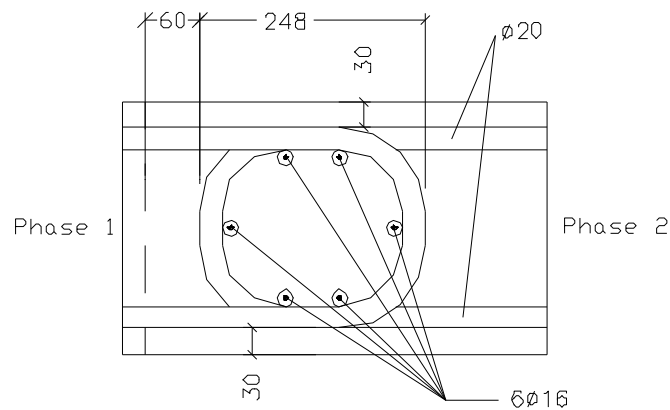


Figura 3.1.1. Detalle de espera loop joint.

Los ensayos realizados se aplican a elementos hormigonados por fases, sin presencia de elementos prefabricados, esto implica que se aportan datos sobre la efectividad de la junta no entre elementos prefabricados sino entre fases de hormigonado que intentan simular la construcción real in situ de viaductos. Por ello, las juntas ensayadas presentan configuraciones asimétricas, a diferencia de las juntas entre elementos (Ryu, Kim, & Chang, 2005), (Ryu, Kim, & Chang, 2006), (Dragosavic, Beukel, & Gijbers, 1975), (Ong, Hao, & Paramasivan, 2006),

(Ong, Hao, & Paramasivan, 2005), (Rosenthal & Shimoni, 1978), y métodos de fabricación y encofrado que simulan los realmente empleados en obra. Además, no sólo se estudia la resistencia a sollicitaciones normales de la junta (ELU) como hacen muchos (Zalesov, Kirillov, Rubin, & Sleznev, 1989), (Dragosavic, Beukel, & Gijbers, 1975), (Ong, Hao, & Paramasivan, 2005), (Ong, Hao, & Paramasivan, 2006), sino que se presta especial atención a las condiciones de servicio, especialmente aquellas que condicionan la durabilidad, como la apertura de fisura. También evalúa la capacidad de extrapolación de las fórmulas tradicionales para predecir la rotura por flexión y la apertura de fisura de estas geometrías de empalmes, intentando evitar el empleo de formulación sin duda más precisa, pero más compleja, que requiere el aprendizaje de teorías científicas nuevas que no siempre están al alcance de los proyectistas o contratistas. Por otro lado, aunque es común la investigación del comportamiento estructural de puentes en estado de servicio o su refuerzo para prolongar su vida útil, el estudio de las implicaciones estructurales del proceso constructivo de puentes de luces medias en general y de este tipo de puentes y de los aspectos relacionados con ellos, en particular, es mucho más limitado.

3.2. Comportamiento a rasante de loop joints

Existe una amplia bibliografía que estudia el problema del rasante a través de un plano de transferencia tanto en el caso en que el plano de actuación del mismo está prefisurado como en el caso en que no lo esté. En relación a las diferencias en los resultados de los ensayos realizados en juntas prefisuradas y sin prefisurar, se ha comprobado que la resistencia a rasante se ve disminuida en el caso en que existan fisuras previas y el deslizamiento a lo largo del plano de rasante es mayor en el caso en que existan fisuras (Hofbeck, Ibrahim, & Mattock, 1969).

En general, para el estudio del rasante en ensayos shear off, se considera un valor medio de la resistencia a rasante a lo largo del plano en que actúa y que el mismo lo puede hacer en combinación con esfuerzos de compresión.

Existen varios modelos de comportamiento propuestos de cara a aproximar la resistencia a rasante. Algunos de ellos son empíricos o semiempíricos y otros son racionales.

Entre los modelos empíricos o semiempíricos propuestos, se destacarán los siguientes:

- Modelo de rasante de la norma ACI (ACI 318-05, 2005), que se basa en la existencia de una fisura a lo largo del plano de rasante antes de la actuación del rasante. Considera que la rotura ocurre por deslizamiento a lo largo del plano y por apertura de las fisuras alrededor de los áridos (para lo que hay que asumir que la resistencia de la matriz es inferior a la de los áridos). Asimismo, considera que la resistencia a rasante es proporcional al límite elástico de la armadura de cosido y que la resistencia a rasante tiene un límite superior de valor 5.5 MPa. Se trata de una formulación muy conservadora y del lado de la seguridad, siempre que se asuma

que la resistencia de la matriz no es superior a la de los áridos y estos puedan romper (Walraven & Stroband, 1994).

- Walraven, Frenay, & Pruijssers (Walraven, Frenay, & Pruijssers, 1987) por su parte, han propuesto otro modelo semiempírico que relaciona no sólo el límite elástico del acero, sino también la resistencia del hormigón, de cara a intentar caracterizar mejor el rozamiento entre la matriz y los áridos. Este modelo no establece un límite superior a la resistencia a rasante pero es válido siempre que las partículas del árido no se rompan, es decir, que su resistencia sea superior a la de la matriz.
- (Loov & Patnaik, 1994) han sugerido una fórmula en la que introducen un parámetro λ que tiene en cuenta los áridos ligeros.
- Por su parte, Mattock (Mattock A. , 2001) ha desarrollado un modelo trilineal en función de un parámetro K1 al que se liga con un límite superior de resistencia a rasante de igual valor que en la norma ACI (5.5 MPa).

Asimismo, hay otros modelos que se pueden clasificar como racionales, como los que a continuación se van a describir:

- Hsu, Mau, & Chen (Hsu, Mau, & Chen, 1987) supusieron que el plano de rasante era una membrana sometida a esfuerzos tangenciales y normales combinados y usó las ecuaciones del “softened truss” para calcular la resistencia a rasante. Este método presenta el inconveniente de que es iterativo y, por tanto, es poco adecuado para el diseño. Sin embargo, los propios Hsu y Mau han propuesto una ecuación semiempírica basada en él y en la formulación de Walraven et al (1987), mucho más manejable y apta para el diseño.
- Finalmente, Rahal (Rahal K. , 2010.1), (Rahal K. , 2010.2) en base a los ensayos realizados anteriormente por Hofbeck et al (Hofbeck, Ibrahim, & Mattock, 1969) y Nagle y Kuchma (Nagle & Kuchma, 2007) y tomando en consideración la influencia de la armadura paralela al plano de rasante, ha propuesto una nueva formulación que tiene en cuenta esta cuantía de armado y ofrece unos resultados ajustados a los obtenidos en los ensayos y del lado de la seguridad, basándose, al igual que Hsu en elementos membrana.

Aunque el estudio de la transferencia de cortante en vigas de hormigones convencionales, de alta resistencia, autocompactantes, y hormigones reforzados con fibras ha atraído la atención de los investigadores en los últimos años (Johnson & Ramirez, 1989), (Mphonde & Frantz, 1984), (Polak & Dubas, 1996), (Chen, Cheng, & Teng, 2010), (Kaneko, 1992), (Wafa, Ashour, & Asanain, 1994), (Yang, Kim, & Yang, 2011), (Godat, Labossière, & Neale, 2011), (Colalillo & Sheikh, 2011), (Rizzo & De Lorenzis, 2009), (Lu, Chen, Ye, Teng, & Rotter, 2009), (Thanoon, Yardim, Jaafar, & Noorzaei, 2010), (Caglar, 2009), (Sundarraja & Rajamohan, 2009), (Tahir, Shek, & Tan, 2009), (González-Fonteboa, Martínez-Abella, Martínez-Lage, & Eiras-López, 2009), (Khan, Prasad, & Abbas, 2010), (Wang, Gao, Li, & Deng, 2011), (Rahal K. , 2000), la transferencia de rasante ha tenido una investigación más limitada (Mattock & N.M., 1972), (Mau

& Hsu, 1988), (Mattock, Johal, & Chow, 1975), (Mattock A. , 2001), (Walraven & Stroband, 1994), Fruto de estas investigaciones ha habido un cierto debate en relación a la idoneidad de emplear una formulación específica de cara a describir el comportamiento del hormigón de alta resistencia, dado que la rotura del árido conlleva que la resistencia sea menor que la evaluada tratándose de hormigones de resistencia normal (Mattock A. , 2001), (Walraven & Stroband, 1994).

Conviene añadir que en ninguno de estos ensayos o modelos se ha estudiado la idoneidad de armaduras de espera de tipo loop joint cosiendo el plano de rasante. Esta tesis, por tanto, presenta información original y novedosa, ya que describe una campaña experimental de dieciocho ensayos shear off realizados sobre paneles de hormigón armado de resistencia normal (NSC), alta resistencia (HSC) y autocompactante (SCC), con una junta de hormigonado a través de la cual se ha dispuesto una armadura de espera de tipo loop joint, fuera de norma. Los ensayos intentan determinar el comportamiento a rotura y en servicio de las juntas. Para ello, en una serie los paneles están prefisurados a flexión transversal, y en otra no. Estos resultados se complementan con los que se evalúa el comportamiento de este tipo de empalmes ante sollicitaciones estáticas de flexión pura en distintos tipos de hormigones, y con los ensayos a flexión pura y simple estáticos y dinámicos realizados en la Universidad Politécnica de Cataluña (Villalba S. , 2010) en losas de hormigón con resistencia convencional.

PARTE III: CONTRIBUCIONES ORIGINALES

4. Introducción: soluciones originales propuestas a la problemática presentada.

Solución de la problemática de extracción de los encofrados interiores gracias al empleo de loop joints en la junta entre fases

La solución idónea al problema de extracción de los encofrados interiores es la utilización de armaduras de espera compactas, loop joint, entre las dos fases de ejecución transversal de la sección.

Ello ha requerido la realización de ensayos para determinar la idoneidad de estas armaduras de espera tanto ante esfuerzos normales como ante esfuerzos rasantes en la junta de hormigonado entre las dos fases de la sección transversal.

Se ha realizado un estudio minucioso del Estado del Arte de las esperas compactas loop joint, que se describe en el epígrafe 3 de la presente tesis. Asimismo, se han realizado ensayos (figura 4.1) a fin de determinar el comportamiento de las esperas compactas de tipo loop joint, tanto ante solicitaciones a flexión como a rasante, en juntas de hormigonado cosidas por este tipo de esperas. La descripción de estos ensayos se describe en el apartado 5 de la presente tesis, los resultados de los mismos, se detallan en el apartado 6.

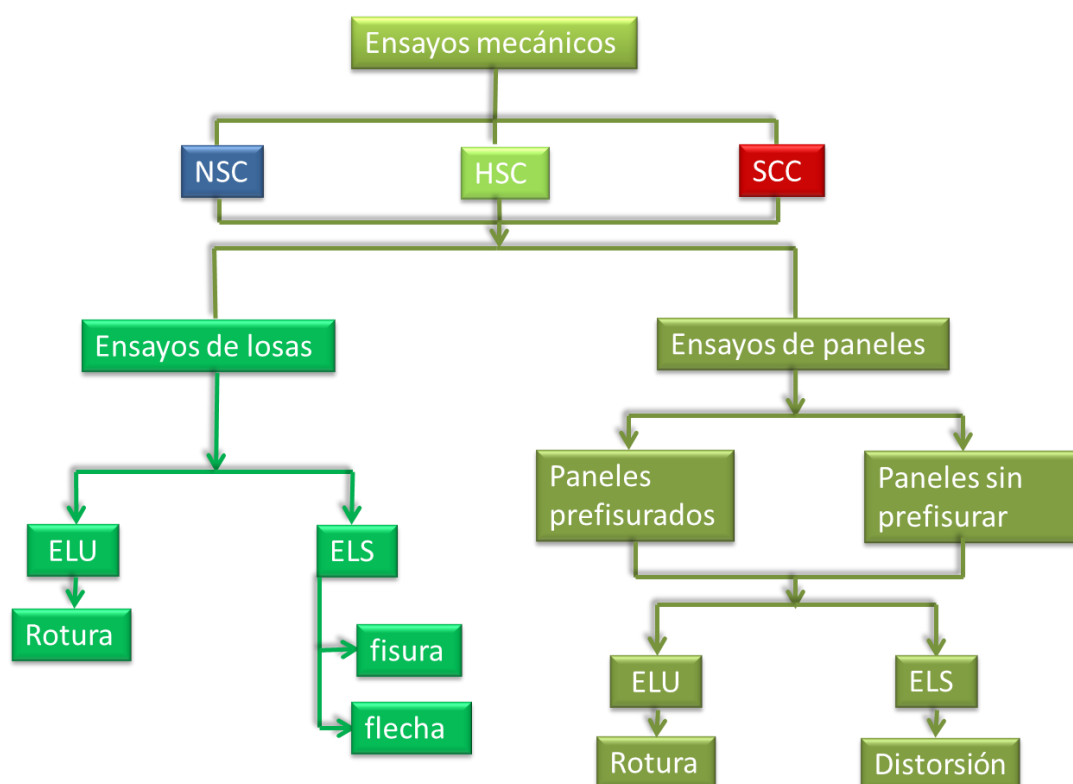


Figura 4.1. Metodología de estudio de los loop joint.

5. Descripción de ensayos realizados para la tesis con objeto de determinar el comportamiento de los loop joint

5.1. Descripción de ensayos en losas

En la presente tesis se presentarán los resultados obtenidos para solapes de armadura de tipo gancho (Fig 4.1.1.), en juntas de hormigonado sometidas a solicitaciones normales, en distintos tipos de hormigón, en los ensayos realizados en el Laboratorio de Estructuras y Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Ciudad Real (Universidad de Castilla La Mancha).

5.1.1. Elementos de ensayo

La principal solicitación normal a la que se ven sometidas las juntas de hormigonado es la proveniente de la flexión transversal de la losa superior. Por ello los ensayos objeto de estudio han consistido en unas losas longitudinales, que se ensayan a flexión pura y cuyos resultados servirán para estudiar el comportamiento en Estado Límite Último y Estado Límite de Servicio (fisuración)

Se evalúa el comportamiento ante solicitaciones normales (N) de la junta en tres tipos de hormigones, hormigones convencionales de resistencia normal (NSC), hormigón autocompactante (SCC), y hormigones de alta resistencia (HSC) (tabla 5.1.1.1) Para cada tipo de hormigón objeto de estudio se han realizado tres ensayos. Uno de ellos consistente en una losa de control (C), con armadura longitudinal, de extremo a extremo de la losa, sin interrupción, que se usa como ensayo de control (Fig 5.1.1.3). Las otras dos losas (Fig 5.1.1.2), presentan un detalle de armado que asegura la conectividad entre fases de manera compacta tipo gancho. (1 y 2). En la tabla 5.1.1.1 se presenta la nomenclatura de los nueve ensayos realizados.

	Esperas loop joint	Esperas rectas
Hormigón de resistencia normal	NSC 1/ NSC 2	NSC C
Hormigón de alta resistencia	HSC 1/ HSC 2	HSC C
Hormigón autocompactante	SCC 1/ SCC 2	SCC C

Tabla 5.1.1.1. Nombres de los tests realizados

Las losas a ensayar son prismas de sección rectangular de 0.60 m de ancho x 0.285m de altura y 2.90 metros de longitud. El elemento ensayado simula una porción de forjado (Fig. 5.1.1.1) y se hormigona en dos fases. Se ha procurado que el espesor de la losa se corresponda con el espesor real habitual en este tipo de viaductos. El hormigonado se

efectuará en dos fases, una primera fase de longitud 1.25 m, y una segunda fase de longitud 1.65 m. hasta alcanzar una longitud total de 2.90m.

Un detalle de la junta de geometría compacta puede verse en la figura 5.1.1. En el caso de las esperas Loop Joint, éstas han consistido en 3 Loop Joints en cada junta, constituidos por barras de diámetro 20 mm, cosidas transversalmente por 6 barras de diámetro 16 mm. Los Loop Joints sobresalen 248 mm respecto a la cara de hormigonado de la primera fase y la longitud de solape con el Loop Joint de la segunda fase de hormigonado es de 248 mm. En el caso de las losas de control, la armadura de cosido dispuesta ha consistido en 6 barras longitudinales (3 superiores y 3 inferiores) de diámetro 20 mm. En todos los casos el recubrimiento dispuesto ha sido de 30 mm.

La fabricación de las losas se hizo en una empresa de prefabricación en Barcelona durante el verano de 2008. Para ello se utilizaron dos moldes metálicos, hormigonándose los elementos en horizontal. (figs 5.1.1.4 y 5.1.1.5) Para asegurar el posicionamiento de la ferralla se prohibió el empleo de puntos de soldadura. Este es un método común en la industria de la prefabricación española. Sin embargo, el soldeo de armaduras está generalmente proscrito en obra y la realización de soldaduras entre las distintas armaduras a solapar hubiera falseado los resultados. Los moldes se rociaron con desencofrante de modo previo al hormigonado. Las losas se construyeron en dos fases. El hormigonado de la primera fase se realizó contra el molde metálico y contra un mascarón (bulkhead) confeccionado con un panel de madera fenólica. Este mascarón servía de encofrado a la superficie que conformaría la junta de unión entre la primera y segunda fase. La segunda fase se hormigonó a la semana de haberse hormigonado la primera. Previamente, se regaron la superficie de las juntas de primera fase, para evitar que al verter el hormigón fresco, el hormigón seco de la primera fase absorbiera parte del agua de hidratación del hormigón de la segunda fase. Tanto el hormigón convencional como el hormigón de alta resistencia fueron vibrados con aguja. Las losas de hormigón autocompactante no recibieron ninguna vibración. Tras el hormigonado, el hormigón de ambas fases fue regado y cubierto con arpillera, para asegurar una correcta hidratación.

Como se ha dicho, el encofrado de la superficie entre fases se ejecutaba con un panel fenólico. Esto conformaba una superficie extremadamente lisa. La junta no recibió ningún tratamiento para aumentar la rugosidad de la misma. También se descartó el empleo de nervometal como mascarón para favorecer la rugosidad de la junta y la trabazón entre fases. Con esto se pretendía trabajar del lado de la seguridad y validar el empleo de este tipo de empalmes en cualquier hipótesis de trabajo y no imponer un determinado tratamiento para la junta. Es evidente, que el aumento de la rugosidad de la superficie mejoraría los resultados de los ensayos [Hao (2004)]

Por último conviene destacar que, como sólo había dos moldes, para cada tipo de hormigón se realizaron cuatro amasadas. Dos para el hormigón de las losas de control N-C y otras dos para las losas N-1 y N-2, que se hormigonaron a la vez.

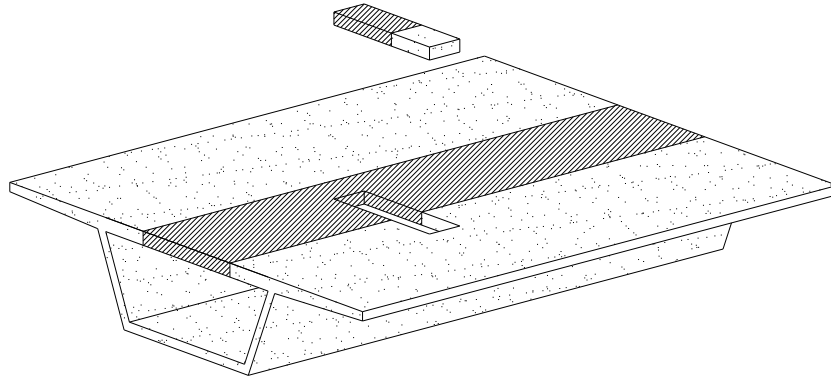


Figura 5.1.1.1. Ubicación de las losas en el tablero.

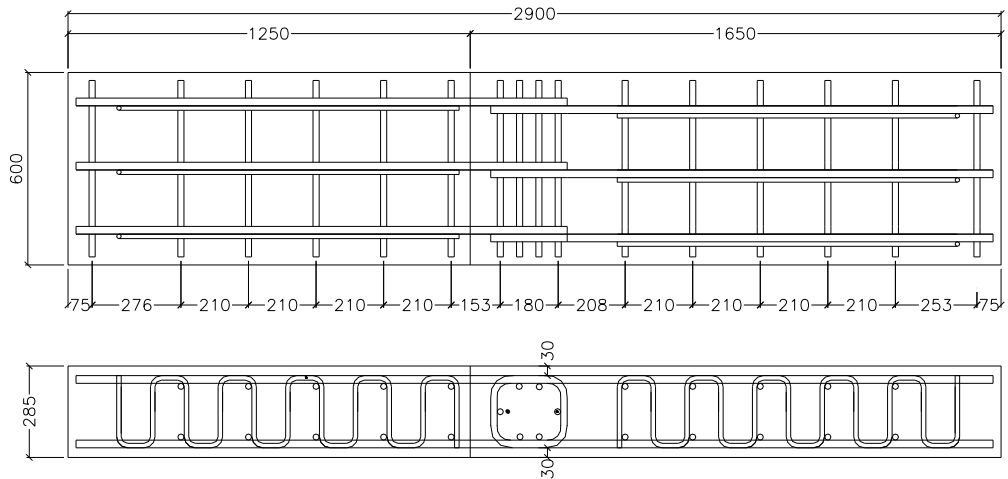


Figura 5.1.1.2. Planos en planta y perfil de las losas SCC-N-1/2, NSC-N-1/2, HSC-N-1/2.

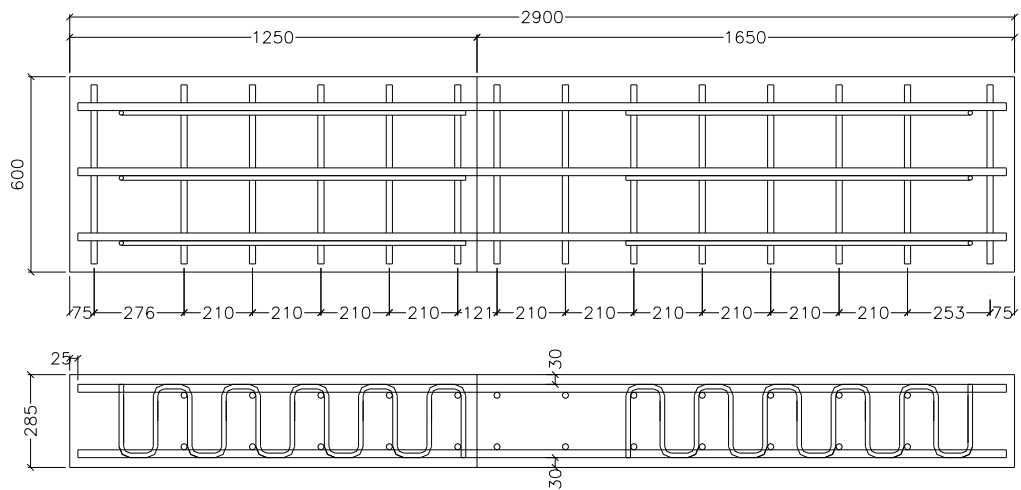


Figura 5.1.1.3. Planos de armado de la losa de control SCC-N-C, NSC-N-C y HSC-N-C.



a)



b)

Figura 5.1.1.4. Encofrado y armadura de las losas



a)



b)

Figura 5.1.1.5. Diferentes fases de hormigonado de las losas.

5.1.2. Materiales

En el diseño de la dosificación que se suministró a planta para los tres tipos de hormigones, se apuntaba a una resistencia de 35 MPa para el NSC, y de 70 MPa para el HSC y SCC. Esta dosificación fue modificada por la empresa, atendiendo a su experiencia previa y al mejor conocimiento de su maquinaria y procedimiento de producción. Las dosificaciones finales de los distintos tipos de hormigón se presentan en la tabla 5.1.2.1. Fueron amasados en una amasadora de 1m³ de eje vertical, en verano, entre los días 1 de agosto y 23 de septiembre de 2008. De la dosificación hay que destacar que hormigón convencional (NSC) tiene una mayor contenido en árido grueso que el HSC y el SCC. Esto favorece una mayor rugosidad en la superficie de la junta, lo cual siempre es beneficioso para favorecer la trabazón entre fases.

	NSC	HSC	SCC
Cemento I-52.5 R	350.0	457.0	457.0
Arena caliza 0-4 de machaqueo	931.0	1050.0	1050.0
Arena caliza 0-4 natural de río	161.0	220.0	220.0
Gravilla 5-12 caliza	512.0	400.0	400.0
Grava 12-20 caliza	300.0	100.0	100.0
Agua total	140.0	167.0	167.0
Glenium C-355	5.5	3.2-4.0	9.0
Rheomac VMA 350			2.2

Tabla 5.1.2.1. Dosificación de los diferentes tipos de hormigón(kg por m³).

Por otra parte, el acero empleado en las armaduras ha sido B 500SD (UNE 36065 EX), con límite elástico 500 MPa, una carga unitaria de rotura de 575 MPa, un alargamiento en rotura de 16% y un alargamiento total bajo carga máxima de 7.5 %.

La resistencia media a compresión (EN-12390-1:2000), (EN-12390-2:2009), (EN-12390-3:2009, 2009), (EN-12390-4:2000) a los 28 días que se alcanza viene indicada a continuación (tabla 5.1.2.2), para cada clase de hormigón y losa. La resistencia es la media de la obtenida tras ensayar tres probetas por cada amasada.

NSC f_{cm} (MPa)	Fase 1	Fase 2
N-NSC-1/2	53.0	54.5
N-NSC-C	61.5	56.8
HSC f_{cm} (MPa)	Fase 1	Fase 2
N-HSC-1/2	69.2	55.4
N-HSC-C	62.4	66.7
SCC f_{cm} (MPa)	Fase 1	Fase 2
N-SCC-1/2	60.7	74.1
N-SCC-C	72.2	69.9

Tabla 5.1.2.2. Resultados de f_{cm} en los diferentes tipos de hormigón.

De la Tabla 5.1.2.2. de resistencia f_{cm} se puede comprobar cómo la resistencia del hormigón convencional es sustancialmente más elevada de lo previsto.

Para determinar las propiedades del hormigón fresco se realizaron ensayos de cono de Abrams en los hormigones NSC y HSC, cuyos resultados vienen recogidos en la tabla 5.1.2.3. En el caso del hormigón autocompactante se han realizado una serie de ensayos de caracterización: (EN-12350-8:2010), (EN-12350-12:2010), (EN-12350-10:2010), (EN-12350-9:2010) cuyos resultados quedan reflejados en la tabla 5.1.2.4:

	NSC 1/2	NSC C	HSC 1/2	HSC C
H.(cm) Cono de Abrams	13	14	13	11

Tabla 5.1.2.3. Resultados de Cono de Abrams para hormigones NSC y HSC

Escurrimiento:	Medida
T50 (sg)	1.31-5.19
Df (mm)	610.00-685.00
Anillo Japonés:	Anillo 10
DfJ (mm)	550.00-630.00
H1(mm)	25.00-55.00
H2 (mm)	15.00-35.00
Df-DfJ (mm):	60.00-120.00
Embudo V:	
Tv (sg)	5.40-9.20
Caja L:	Bars Φ 12
T60 (seg)	1.88-6.03
H1(mm)	100.00-155.00
H2 (mm)	60.00-85.00
Densidad(ton/m3):	2.38-2.41
Temp (°C):	28.00-30.00

Tabla 5.1.2.4. Resultados de los tests de caracterización del hormigón autocompactante (SCC).

5.1.3. Configuración del ensayo

El ensayo que se efectúa para todas las losas es a flexión con 2 líneas de carga. Esto supone someter a la zona central de la losa, y por tanto a la junta, a solicitaciones de flexión cilíndrica pura. La aplicación de la carga se hace por medio de un actuador servohidráulico con 1000 kN de capacidad y 300 mm de recorrido de pistón. El control del ensayo se realiza por desplazamiento. Para la aplicación de las 2 cargas simétricas separadas 0.6 m, en la zona central de la losa se interpone entre esta y el actuador un perfil metálico apoyado sobre rodillos. La losa se coloca biapoyada, con separación entre apoyos de 2.4 m, según el esquema que se adjunta (Fig 5.1.3.1.), teniendo permitidos los movimientos horizontales los apoyos.

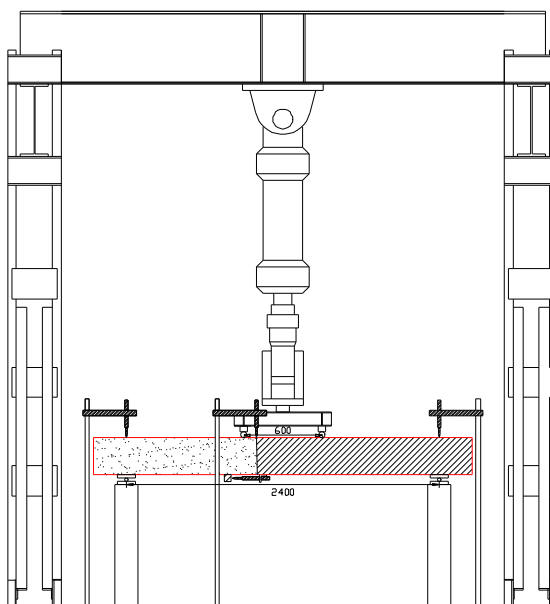


Figura 5.1.3.1. Esquema simplificado del ensayo a flexión.

Las variables que se medirán durante el ensayo son la carga del actuador, los desplazamientos verticales de la fibra superior sobre el apoyo, el desplazamiento vertical en la zona de junta entre fases de hormigonado, y la separación entre las caras de la junta de hormigonado (figura 5.1.3.1) Sobre cada apoyo se instala por medio de estructuras auxiliares un LVDT de 10 mm de rango (apoyo norte y sur). Sobre la junta, se colocan dos LVDTs verticales para medir flechas, próximos a cada uno de los bordes de la losa (lados este y oeste) de 100 mm de rango (figura 5.1.3.2.). Estos también se colocan por medio de estructuras auxiliares. Además, adheridos a la superficie del hormigón por debajo de la losa se instalan en horizontal dos LVDTs de 10 mm de rango para medir la apertura de la junta de hormigonado a cada lado de la losa (lados este y oeste) (Fig. 5.1.3.3). La estimación de la apertura de junta y de la flecha en función del nivel de carga se hace con la semisuma de las deformaciones medidas por cada par de LVDTs, ya que

no se constatan en los ensayos diferencias significativas entre pares. La carga del actuador se realiza por medio de la célula de carga del mismo. El sistema de adquisición de datos toma registros regulares del desplazamiento del pistón, de la carga del ensayo y de las lecturas de los LVDTs.

Los ensayos fueron llevados a cabo entre las fechas 18-23 de febrero de 2009. Una vez puestos a punto los elementos e instrumentación del ensayo, se aplica una precarga de valor aproximado 30 kN, con el fin de presolicitar la losa. Posteriormente, se inicia propiamente el ensayo, aplicando una velocidad de carga constante de descenso de la prensa de 1.2 mm/min. El ensayo se lleva a rotura. Una vista del desarrollo del ensayo de la losa puede apreciarse en la figura 41.

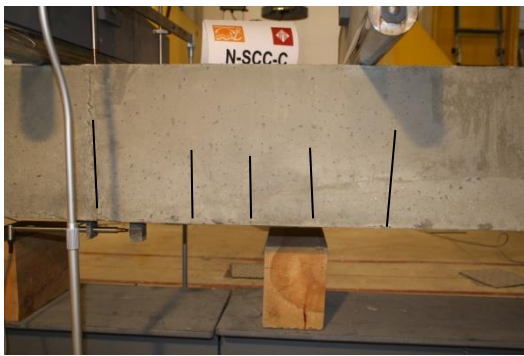
Las losas se ensayan a flexión pura, con 4 puntos de carga. Tras la puesta a punto de las losas y su colocación para el ensayo, se procede a la aplicación de una precarga de valor 30kN. Tras esta precarga se procede al ensayo propiamente dicho, para lo cual la prensa aplica un descenso constante sobre la losa, de valor 1.2 mm/min y se para antes de que la losa rompa. Aunque aparecen varias fisuras entre los puntos de carga, la mayor de todas y la que primero abre es la fisura correspondiente a la junta de hormigonado. La distancia media entre fisuras es de 150 mm (Fig. 5.1.3.4). El patrón de fisuración de todos los ensayos es muy similar (Fig. 5.1.3.4).



Figura 5.1.3.2. Configuración del ensayo con los LVDTs.



Figura 5.1.3.3. LVDTs para medir la apertura de fisura entre las caras de las fases de hormigonado de la junta



a) Losa de control



b) Losa con Loop Joint

Figura 5.1.3.4. Fisuras en las losas tras solicitarlas. Fisuras de los elementos durante los tests: a) Losa de control b) Losas con Loop Joint .

5.1.4. Equipo e instrumentación

Prensa hidráulica:

El actuador se sujeta a un pórtico (Fig 5.1.4.1) con altura regulable. La prensa hidráulica está controlada totalmente por ordenador. El actuador es estático, servohidráulico, de 1000 kN, y su recorrido de pistón es de 300 mm.



Figura 5.1.4.1. Detalle de la colocación de una de las vigas para el ensayo.

LVDT:

Estos medidores se conectan al ordenador, de manera que en cada instante de tiempo se tiene medida de la carga, y del movimiento que se quiera en la probeta.

Cada ensayo se instrumenta con 6 LVDTs, para medir las flechas y la apertura de fisura en junta.

La colocación de los LVDTs responde al movimiento que se quiere medir. En función de esto, habrá medidores de rango de 10 mm, y otros de 100 mm. Los que midan apertura de fisura serán los de 100 mm, y los que midan flechas serán los de 10 mm (Fig 5.1.4.2).



Figura 5.1.4.2. Colocación de los LVDTs en la losa.

La fijación de los aparatos de medida a las losas se hace de dos formas distintas. Una de ellas es atornillar el LVDT a una pieza de metal que va pegada a la probeta. El otro tipo de fijación consiste en estructuras auxiliares que no se adhiere a la probeta sino que apoya sobre el suelo.

El sistema de adquisición de datos toma registros regulares del desplazamiento del pistón, de la carga del ensayo y de las lecturas de los LVDTs.

5.2. Descripción de ensayos de paneles

A continuación se procede a describir los ensayos para solapes de armadura de tipo gancho (Fig 4.1.1.), en juntas de hormigonado sometidas a solicitaciones rasantes, en distintos tipos de hormigón, en los ensayos realizados en el Laboratorio de Estructuras y Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Ciudad Real (Universidad de Castilla La Mancha).

5.2.1. Elementos de ensayo

Se evalúa el comportamiento ante solicitaciones rasantes (Shear-S) de la junta en tres tipos de hormigones, hormigones convencionales de resistencia normal (NSC), hormigón autocompactante (SCC), y hormigones de alta resistencia (HSC) Para cada tipo de hormigón objeto de estudio se han realizado dos series de tres paneles. En una serie, los tres paneles se prefisuran a flexión, simulando la fisuración inducida por la flexión transversal (Cracked-C). En la otra, los paneles no se prefisuran (Uncracked-U). De cada serie de tres paneles, uno de ellos consiste en un panel de control (C), con armadura horizontal, de extremo a extremo del panel, sin interrupción, que se usa como ensayo de control (Fig 5.2.1.1). Los otros dos paneles (Fig 5.2.1.2), presentan un detalle de armado que asegura la conectividad entre fases de manera compacta tipo gancho. (1 y 2). En la tabla 5.2.1.1 se presenta la nomenclatura de los dieciocho ensayos realizados.

Los paneles son bloques con unas dimensiones de 1.20 m de alto, 1.00 de ancho y 0.285m de canto. El elemento ensayado simula una porción de forjado de la losa superior del tablero (Fig. 5.2.1.1) y se hormigona en dos fases. Se ha procurado que el espesor del panel se corresponda con el espesor real habitual del forjado en este tipo de viaductos. La junta de hormigonado es un plano vertical recto que separa dos Ls (una de ellas invertida) que conforman las dos fases en que se hormigona el panel como se aprecia en las figuras 5.2.1.2 y 5.2.1.3. En el resto de superficies de contacto entre las Ls, que no representan a la junta de hormigonado, se ha colocado, separando a las fases, unas planchas de poriestireno expandido de dos centímetros de altura, de manera que durante los ensayos sólo se transmitan los esfuerzos por la junta cuyo comportamiento a rasante se pretende ensayar.

Un detalle de la junta de geometría compacta puede verse en la figura 5.2.1.3. Las armaduras dispuestas han sido 3 loop joint formados por barras de diámetro 20 mm, con 6 barras transversales que los atraviesan, de diámetro 16 mm. Asimismo, los loop joint sobresalen 310

mm de la primera fase de hormigonado, resultando una longitud de solape de 250 mm con los loop joints de la segunda fase de hormigonado (figura 5.2.1.2).

La fabricación de los paneles se hizo en una empresa de prefabricación en Barcelona durante el verano de 2008, simultáneamente a la fabricación de las losas descritas en anteriormente. Para ello se utilizaron cuatro moldes metálicos, hormigonándose los elementos en horizontal, si bien en los ensayos los paneles se colocarían en vertical (fig 5.2.2.1). Con este procedimiento de hormigonado se pretendía emular la posición de hormigonado de la losa y de la junta en el forjado de un puente.

		Nomenclatura		
Paneles sin prefisurar		SU-NSC-C	SU-HSC-C	SU-SCC-C
		SU-NSC-1	SU-HSC-1	SU-SCC-1
		SU-NSC-2	SU-HSC-2	SU-SCC-2
Paneles prefisurados		SC-NSC-C	SC-HSC-C	SC-SCC-C
		SC-NSC-1	SC-HSC-1	SC-SCC-1
		SC-NSC-2	SC-HSC-2	SC-SCC-2

Table 5.2.1.1. Nombre de los tests

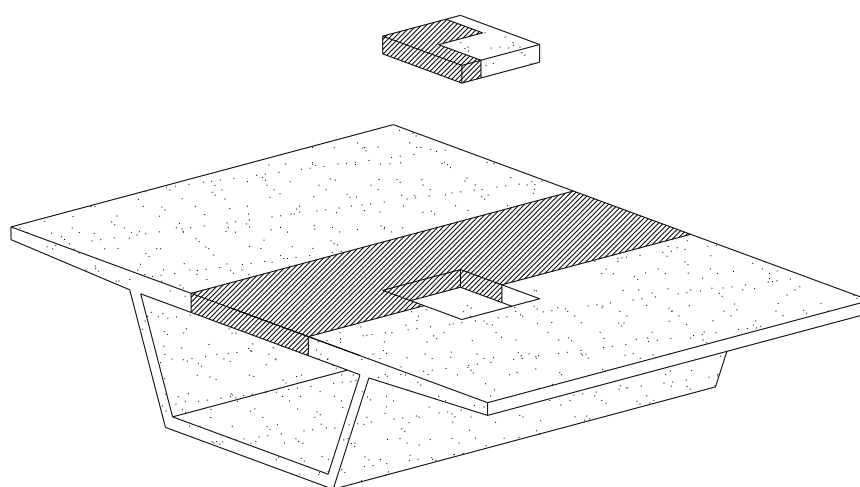


Figura 5.2.1.1. Emplazamiento del panel en el tablero (lo que debe coincidir es la junta de rasante de paneles y tablero).

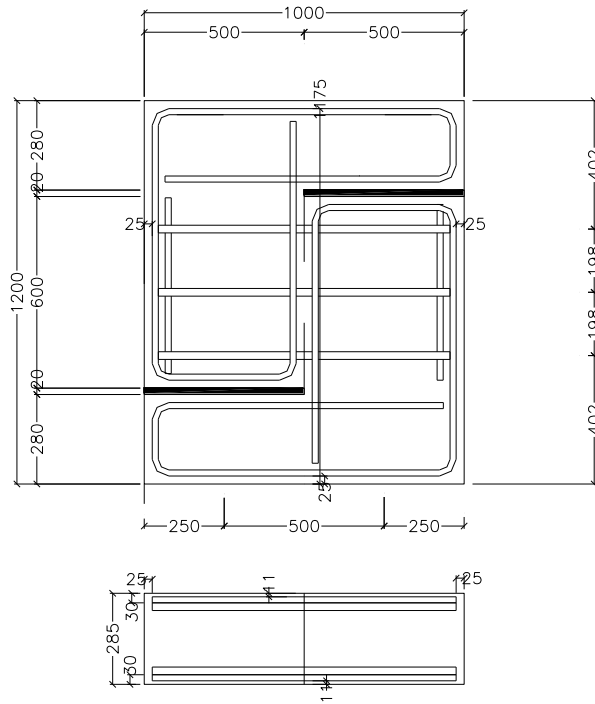


Figura 5.2.1.2. Croquis de las armaduras en el panel de control.

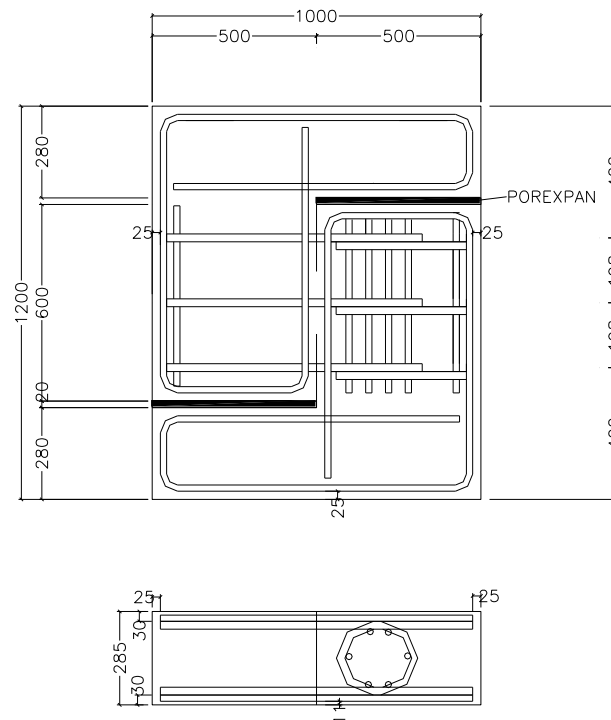


Figura 5.2.1.3. Croquis de las armaduras en los paneles con Loop Joints.



Figura 5.2.1.4. Armaduras en los paneles.



Figura 5.2.1.5. Fases de hormigonado de los paneles.

Por último destacar que, como sólo había cuatro moldes, para cada tipo de hormigón se realizaron cuatro amasadas. Dos para el hormigón de los paneles de control S-C y SU-C y otras dos para los paneles S-1, S-2, SU-1 y SU-2. Las fases 1 y 2 de los paneles de control se hormigonaron a la vez y con las mismas amasadas que las fases 1 y 2 de las losas de control de las losas (Díaz de Terán, Turmo, Jorquera, Barragán, Ramos, & Aparicio, 2013.1), (Díaz de Terán J. , Turmo, Jorquera, Barragán, Ramos, & Aparicio, 2013.2). A su vez, las fases de los paneles con solape compacto se hormigonaron a la vez y con las mismas amasadas que las losas con solape compacto descritas en el capítulo que describe los materiales de las losas.

5.2.2. Materiales

Los materiales empleados en los ensayos de paneles a rasante son los mismos que los materiales empleados en los ensayos de losas a flexión (ir al subcapítulo 5.1.2). Las amasadas de hormigón son las mismas en uno y otro tipo de ensayos.

5.2.3. Configuración del ensayo

El ensayo que se efectúa para todos los paneles y clases de hormigón es a cortante con control por desplazamiento. El actuador es estático, servohidráulico, de 1000 kN, y su recorrido de pistón es de 300 mm. Los paneles no apoyan en la losa de carga, sino que se colocan sobre un neopreno que se sitúa encima de un perfil metálico que se coloca, a su vez, sobre la losa de carga del laboratorio. Sobre el panel se coloca otro neopreno encima del cual actúa otro perfil metálico adherido al actuador. Para asegurar la estabilidad del panel al ser ensayado en vertical, se disponen unos perfiles metálicos en los laterales para impedir el vuelco (Fig 5.2.2.2).

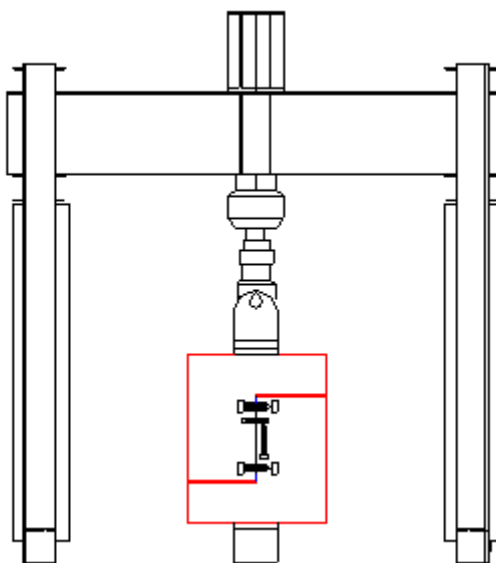


Figura 5.2.2.1. Esquema de los ensayos a rasante

Para evitar que el panel rompa por concentración de tensiones en el plano de introducción de la carga y en el apoyo, el hormigón en esas zonas se confina. Para ello se pretensan la parte superior y la inferior de los paneles. Este pretensado se realiza con barras de pretensado y 2+2 chapas metálicas de 2 cm de espesor (Fig 5.2.2.2), que confinan el hormigón en la parte superior y en la inferior del panel. Los tornillos atraviesan las chapas y la probeta de forma que toda la parte inferior y la superior del panel queden comprimidas transversalmente.

Las variables que se medirán, mediante el empleo de LVDTs serán las distorsiones verticales entre las fases de hormigonado en la junta, y la separación horizontal entre los dos lados de la junta, que pretende estimar la apertura de fisura, para evaluar el comportamiento en servicio (Fig. 5.2.2.1). Para medir la apertura de junta en función del cortante transmitido se disponen dos LVDTs horizontales de rango 10 mm, centrados verticalmente en la junta, uno a cada lado del panel. Para medir la distorsión de la junta, se disponen cuatro LVDTs de rango 100 mm, dos a cada lado del panel, dos en la parte superior y dos en la parte inferior junta, a cinco centímetros del labio de la misma. La fijación de los aparatos de medida a las losas se hace

atornillando cada LVDT a dos piezas de metal que van pegadas al panel (Fig 5.2.2.4 b), estando éstas separadas diez centímetros entre sí.

El sistema de adquisición de datos toma registros regulares del desplazamiento del pistón, de la carga del ensayo y de las lecturas de los LVDTs.



Figura 5.2.2.2. Posición de los paneles, fijación lateral y tesado superior e inferior.

Los paneles se ensayan sin prefisurar y prefisurados, motivo por el cual se realizan dos series de ensayos con cada tipo de hormigón.

Para los ensayos sin prefisurar, una vez puestos a punto los elementos e instrumentación del ensayo, se aplica una precarga de valor aproximado 30 kN, con el fin de presolicitar el panel. Posteriormente, se inicia propiamente el ensayo shear off, aplicando una velocidad de carga constante de descenso de la prensa de 0.3 mm/min. El ensayo se lleva a rotura.

Para prefisurar el panel, se coloca horizontalmente el panel, en la misma posición que fue hormigonado (Fig 5.2.2.3) y se la somete a una sollicitación vertical con dos líneas de carga aplicadas paralelamente al plano de la junta. Entre los elementos metálicos de aplicación de la carga y el panel se interpone un neopreno para favorecer una aplicación regular de la carga en la superficie irregular del hormigón. Asimismo, se interpone un neopreno en los cilindros de apoyos. Se colocan 2 LVDTs de rango 10 mm (Fig 5.2.2.3) y se aplica la carga, sometiendo a la junta a flexión pura cilíndrica hasta que el valor medio de la apertura de fisura es de 0.2 mm, en ese momento se invierte el sentido de recorrido de la prensa hasta que los actuadores dejan de actuar y finaliza la prefisuración. La fisuración residual una vez retirada la carga es del orden de 0.1 mm. Una vez prefisurado el panel, se coloca verticalmente y se ensaya igual que los no prefisurados (shear off).

Los ensayos shear off han sido llevados hasta la rotura, ello se puede apreciar en la figura 5.2.2.4 . En rotura toda la deformación admisible por el porexpan ha sido recorrida el porexpan está aplastado (fig 5.2.2.4 a) y las tensiones no se transmiten ya como rasante en el plano de junta, sino como una compresión sobre los planos en los que se dispone el porexpan, por tanto, ya no se puede hablar, llegado a ese punto, en sentido estricto, de rasante. En esta situación se producen descascarillamientos superficiales sobre las armaduras de la junta (fig 5.2.2.4 b), al deformarse éstas fruto de la compresión. Los valores de distorsión alcanzados llegan a ser importantes y el porexpan es apenas visible, habiéndose comprimido por completo, es por esto que las gráficas de distorsión sólo se consideran hasta valores de distorsión de 0.010, ya que para valores superiores se considera que la junta ya no trabaja a rasante y que el panel trabaja a compresión. Sin embargo, como se verá más adelante, la carga máxima de rotura se ha definido como aquella a partir de la cual el panel disminuye drásticamente su rigidez tangencial. Esta carga no es necesariamente la carga de pico del ensayo.



Figura 5.2.2.3. Prefisuración de un panel.



a)



b)

Figura 5.2.2.4. Tests en los paneles.

5.2.4. Equipo e instrumentación

Prensa hidráulica:

El actuador se sujeta a un pórtico (Fig 5.2.2.1 y Fig 5.2.2.5) con altura regulable. La prensa hidráulica está controlada totalmente por ordenador. El actuador es estático, servohidráulico, de 1000 kN, y su recorrido de pistón es de 300 mm.



Fig 5.2.2.5. Prensa y actuador.

LVDT

Estos medidores se conectan al ordenador, de manera que en cada instante de tiempo se tiene medida de la carga, y del movimiento que se quiera en la probeta.

Cada ensayo se instrumenta con 6 LVDTs, para medir las distorsiones y la apertura de fisura en junta.



Figura 5.2.2.6. Colocación de los LVDTs en el panel.

La fijación de los aparatos de medida a las losas se hace atornillando el LVDT a una pieza de metal que va pegada a la probeta (Fig 5.2.2.6)

El sistema de adquisición de datos toma registros regulares del desplazamiento del pistón, de la carga del ensayo y de las lecturas de los LVDTs.

6. Resultados de ensayos realizados en la tesis sobre losas y paneles

6.1. Resultados teóricos de las losas

6.1.1. Estado Límite Último

Se procede a continuación a sentar las bases con las que se han hecho las predicciones de resistencia y de comportamiento en servicio de las juntas de los elementos ensayados (tabla 6.1.1.1). Para ello se ha utilizado la formulación presente en distintas normas y recomendaciones (ACI 318-05, 2005), (CEB-FIP, 1993), (Instrucción del hormigón estructural, 2008), (European Committee for Standardization Eurocode 2, 2004). Esta formulación es función de la cuantía de armadura efectivamente anclada en la sección de estudio. En la predicción del comportamiento en rotura y en servicio se ha hecho la hipótesis de que la armadura que atraviesa el plano de la junta está perfectamente solapada. Esto implica asumir la hipótesis de que la geometría de solape dispuesta es efectiva y permite la transmisión total de esfuerzos entre armaduras

De cara al cálculo de la resistencia a Estado Límite Último, según el Código Modelo, el Eurocódigo 2 y la norma EHE-08, la viga rompe con un plano de deformación que se encuentra en el dominio 2, es decir, que la deformación del acero traccionado sea del 10‰ y la deformación de la fibra superior entre 0 y 3,5‰. Con ello se plantean las ecuaciones de equilibrio y posteriormente se comprueba la validez de la hipótesis de partida.

Por otro lado, para el cálculo del Estado Límite Último mediante la norma ACI-318, se ha considerado un cálculo plástico, asumiendo que las deformaciones unitarias en el hormigón son directamente proporcionales a la distancia del eje neutro y la deformación unitaria máxima en la fibra de compresión extrema se considerará igual a 0.003.

En todos los casos, el modelo de los materiales considerados en el cálculo ha sido un acero de comportamiento elastoplástico. Se ha utilizado el diagrama rectangular de tensiones para valorar la contribución del hormigón en el momento último. No se ha adoptado coeficiente de seguridad de minoración de las resistencias ni coeficiente de cansancio.

De esta manera, sustituyendo los valores anteriormente citados y despejando M_d , se obtiene, para las diferentes losas, en función de la resistencia media a 28 días, los siguientes valores:

	f_{cm} (MPa)	MC/EC-2/EHE-08		ACI 318	
		Md (kNm)	Q (kN)	Md (kNm)	Q (kN)
NSC C	56.80	114.38	247.82	113.16	245.12
NSC 1/2	53.00	113.64	246.18	112.39	243.39
HSC C	62.40	115.35	249.98	114.17	247.35
HSC 1/2	55.40	114.12	247.24	112.89	244.50
SCC C	69.90	116.45	252.43	115.26	249.77
SCC 1/2	60.70	115.07	249.35	113.88	246.71

Tabla 6.1.1.1. Resultados teóricos previstos para los diferentes hormigones.

6.1.2. Estado Límite de Servicio

Con respecto al comportamiento en servicio de la fisuración, tanto la EHE 08, como el Eurocódigo 2 tienen planteamientos muy similares para su estudio. Ambos parten de la evaluación del momento crítico de fisuración, cuyos valores para los elementos ensayados quedan recogidos en la tabla 6.1.2.1. Difieren sin embargo en el valor de los coeficientes para ponderar los efectos que los distintos fenómenos físicos involucrados tienen en la separación de la apertura de fisura.

El momento de fisuración de las sección de junta para cada tipo de hormigón aparece tabulado en la tabla 6.1.2.1. Para la estimación de estos valores se ha calculado la resistencia a tracción del hormigón, estimada a partir de la resistencia media del mismo, según la ecuación 1 (Comisión Permanente del Hormigón, EHE, 2008):

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \text{ si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.58 f_{ck}^{1/2} \text{ si } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

	SCC	HSC	NSC
$M_{\text{fisuración}}$ (kNm)	34.19	32.43	31.60

Tabla 6.1.2.1. Momentos críticos de fisuración para cada clase de hormigón.

Para obtener S_M se necesita conocer el área eficaz. Según la EHE, al tener una separación entre barras longitudinales ("s") menor que 15 veces el diámetro, la expresión para determinar el área es:

$$(1) \quad s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \frac{\Phi \cdot A_{C,Efcaz}}{A_s} = 0.165$$

Por su parte, el Eurocódigo 2 da una expresión diferente:

$$(2) \quad s_m = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\Phi}{\rho_r} = 0.146$$

Por último determinar la anchura de fisura;

$$(3) \quad W_K = \beta \cdot S_M \cdot \varepsilon_M = 1.7 \cdot 0. S_M \varepsilon_{SM}$$

Expresión con la que se obtendrá la apertura de fisura para los diferentes valores del momento de servicio para las formulaciones de la EHE-08 y el Eurocódigo 2.

Por su parte, el Código Model, emplea expresiones diferentes para obtener el valor de apertura de fisura en función de la carga actuante, según su apartado 7.4.3.1:

$$(4) \quad W_K = l_{s,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs})$$

6.2. Resultados obtenidos en los ensayos de las losas

En las figuras 6.2.1.1, 6.2.2.1 y 6.2.3.1 se presentan las curvas carga-flecha para los ensayos de hormigón NSC, HSC y SCC. En las figuras 6.2.1.2, 6.2.2.2 y 6.2.3.2 se presentan las curvas carga apertura de junta para estos mismos ensayos. En la tabla 6.2.1 se presenta un resumen con la carga última obtenida en cada ensayo. En las tablas 6.2.2., 6.2.3 y 6.2.4 aparecen recogidos los momentos actuantes en la junta que producían para cada ensayo distintas aperturas de fisura. La flecha en la junta de hormigonado (Fig. 6.2.1.1, 6.2.2.1 y 6.2.3.1) se ha estimado como la semisuma de los valores de los LVDTs dispuestos a cada lado de la losa, restando el débil efecto del asiento de los apoyos. La apertura de fisura en la junta (Fig. 6.2.1.2, 6.2.2.2, 6.2.3.2), se ha estimado a partir de la semisuma de la separación medida entre las dos caras de junta de hormigonado mediante los LVDTs. A esta separación se le ha restado la deformación elástica del hormigón, para obtener el valor real de la apertura de junta. Todos estos datos son analizados en los apartados siguientes.

Los valores de los momentos críticos de fisuración que se han obtenido en los ensayos son los que se representan en la tabla 6.2.1. En ella se puede comprobar cómo estos valores son muy inferiores a los estimados teóricamente.

	M. crit tests	M. crit teórico	γ (M.crit tests/M. crit teórico)
NSC 1	9.11	31.19	0.29
NSC 2	9.61	31.19	0.31
NSC C	9.88	31.19	0.32
HSC 1	10.24	32.32	0.32
HSC 2	5.47	32.32	0.17
HSC C	8.98	32.32	0.28
SCC 1	7.27	34.19	0.21
SCC 2	4.79	34.19	0.14
SCC C	10.91	34.19	0.32

Tabla 6.2.1. Comparativa entre momentos críticos de fisuración teóricos y reales.

La media de las relaciones γ entre el momento de fisuración obtenido en los ensayos y el momento de fisuración teórico es $\gamma_{med} = 0.26$. La desviación típica es de 0.07 y el valor característico (asumiendo una distribución normal de los resultados) es $\gamma_{charact} = 0.14$. Asumidos estos valores, se procederá a usar el valor característico como factor de corrección del momento de fisuración teórico en las diferentes normativas, a fin de estudiar la validez de la formulación así modificada de cara a estimar analíticamente las aperturas de fisura.

6.2.1. Hormigón de resistencia normal

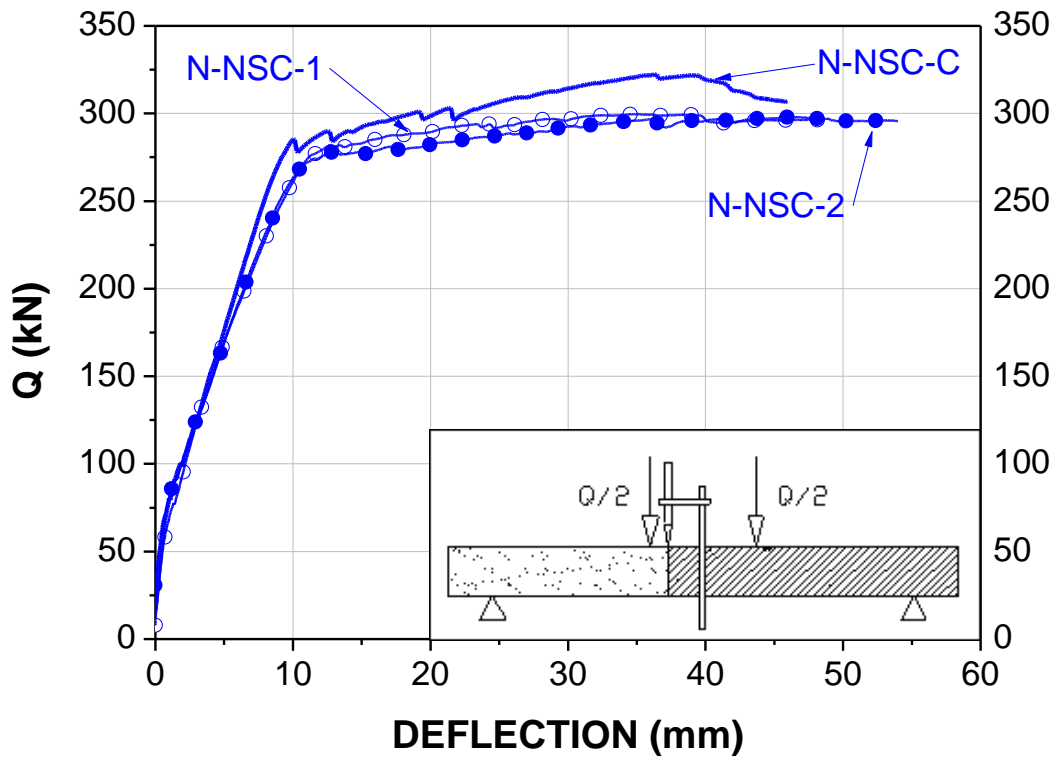


Figura 6.2.1.1. Curva Carga vertical-deflexión (NSC)

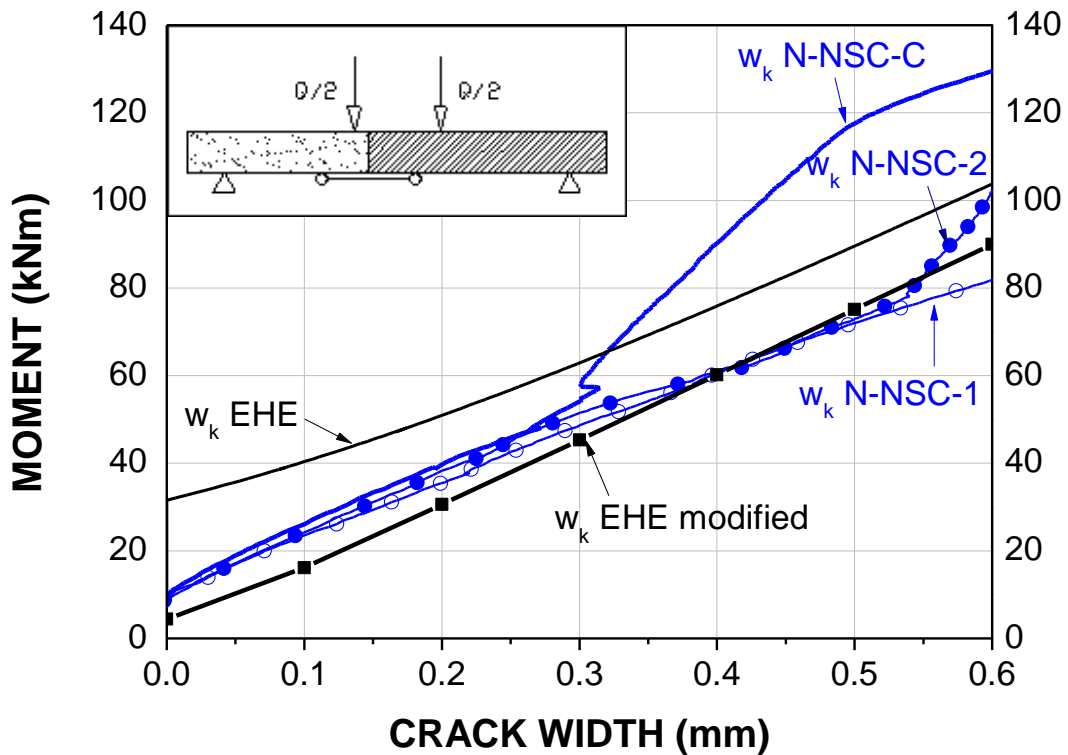


Figure 6.2.1.2. Comparativa entre el momento actuante M_k -apertura de fisura w_k (NSC)

Las tres losas ensayadas con hormigón de resistencia normal presentan un comportamiento en cuanto a flecha vertical, rigidez y ductilidad (Fig 6.2.1.1) muy similar. El comportamiento en fisuración (Fig 6.2.1.2) es también muy similar, al menos hasta alcanzar una apertura de fisura 0.3 mm. A partir de esa apertura, la losa de control se muestra mucho menos sensible al incremento de momento actuante. Además, para todas las losas las primeras fisuras han aparecido en la junta de hormigonado. Hay que destacar asimismo que el momento real de fisuración (valor de la ordenada en la figura 6.2.1.2) es inferior al obtenido teóricamente con la formulación (tabla 6.2.1). El momento real de fisuración es del orden de 0.14 veces el valor del calculado teóricamente. Asimismo, la predicción teórica de la formulación es muy conservadora para todas las normativas evaluadas (CEB-FIP, 1993), (Comisión Permanente del Hormigón, EHE, 2008), (European Committee for Standardization Eurocode 2, 2004) como puede comprobarse en la tabla 6.2.1.1. Para cualquier apertura de fisura, el momento que la produce realmente es siempre menor que el predicho por la normativa, lo que queda del lado de la inseguridad. Gráficamente, este efecto puede comprobarse en la figura 6.2.1.2, donde la curva teórica (w_k EHE) que relaciona el momento actuante con la apertura de fisura queda siempre por encima de la curva experimental. Habida cuenta de que el comportamiento no depende de la geometría de empalme, la diferencia de comportamiento puede achacarse a la presencia de la junta de hormigonado. Este fenómeno se ve potenciado debido a la técnica con que se ha

ejecutado la junta de hormigonado (Hao, 2004), con paneles fenólicos, que generan una superficie muy lisa, en vez de técnicas que aporten más rugosidad.

Dado que el momento de fisuración de las losas es muy inferior ($0.14 M_{crit}$ teórico) al estimado teóricamente (valor de la ordenada de wk EHE en la figura 6.2.1.2) se ha procedido a modificar la formulación teórica propuesta por la normativa descrita en el anteriormente. Para ello, se ha modificado el momento crítico de fisuración, aplicando un coeficiente de valor 0.14 al M_{crit} . Entrando con este valor en la formulación de la normativa se ha logrado un grado de ajuste muy elevado entre los resultados teóricos así modificados y los reales. La formulación modificada permite disponer de un criterio para estimar la apertura de fisura en este tipo de juntas.

Este mismo fenómeno se concluye del estudio de la tabla 6.2.1.1. En ella, para cada valor límite de la apertura de fisura según el tipo de ambiente, se tabula el valor del momento de sollicitación que provoca esa apertura de fisura en los ensayos y en la predicción de la normativa. Si bien las predicciones teóricas según todas las normativas quedan del lado de la inseguridad para todas las losas y valores de la apertura de fisura, si se aplica la corrección propuesta, el grado de precisión en la predicción de la apertura de fisura es muy elevado.

En todo caso, si se atiende a que las diferencias de comportamiento entre la losa de control y las losas con loop joint son mínimas en el intervalo de apertura de fisura que interesa de cara al dimensionamiento en servicio de elementos estructurales (hasta apertura de fisura de 0.4 mm) se puede asumir que la influencia del tipo de enlace dispuesto no afecta en gran medida al comportamiento de la junta en relación a la fisuración. Parece que es la propia existencia del plano de discontinuidad de la junta y su falta de rugosidad la que afecta principalmente a la fisuración. La normativa vigente plantea una formulación que no tiene en cuenta este fenómeno, la presencia de una junta fría de hormigonado, por lo que es comprensible que haya una infravaloración de la apertura de fisura para un determinado momento actuante y por ello se propone su modificación atendiendo al valor real de resistencia media a tracción existente en el plano de la junta.

Apertura de fisura (mm)	Momento (kNm)					
	N-NSC-1	N-NSC-2	N-NSC-C	Momento Estimado (EHE-08 modificada)	Momento Estimado (EC-2 modificado)	Momento Estimado (MC modificado)
0.1	23.8	24.9	26.3	16.1	18	19.4
0.2	35.7	38.3	39.9	30.6	34.5	35.2
0.3	48.7	51.6	54.2	45.3	51.3	51.2
0.4	60.8	61.3	90.2	60.2	68.2	66.9

Tabla 6.2.1.1 Comparativa entre apertura de fisura real y la predicha teóricamente (M_{crit} modified). (NSC).

6.2.2. Hormigón de alta resistencia (HSC)

Estudiando la curva carga flecha (fig 6.2.2.1) de las losas de hormigón de alta resistencia (HSC) se concluye que el comportamiento de la losa de control y de las losas N-HSC-1 y N-HSC-2 es muy similar. Todas las losas presentan una ductilidad elevada, si bien es cierto que la losa N-HSC-2 resulta más flexible que sus compañeras. En cuanto a la resistencia de las losas, parece que el tipo de detalle de empalme no afecta a la misma.

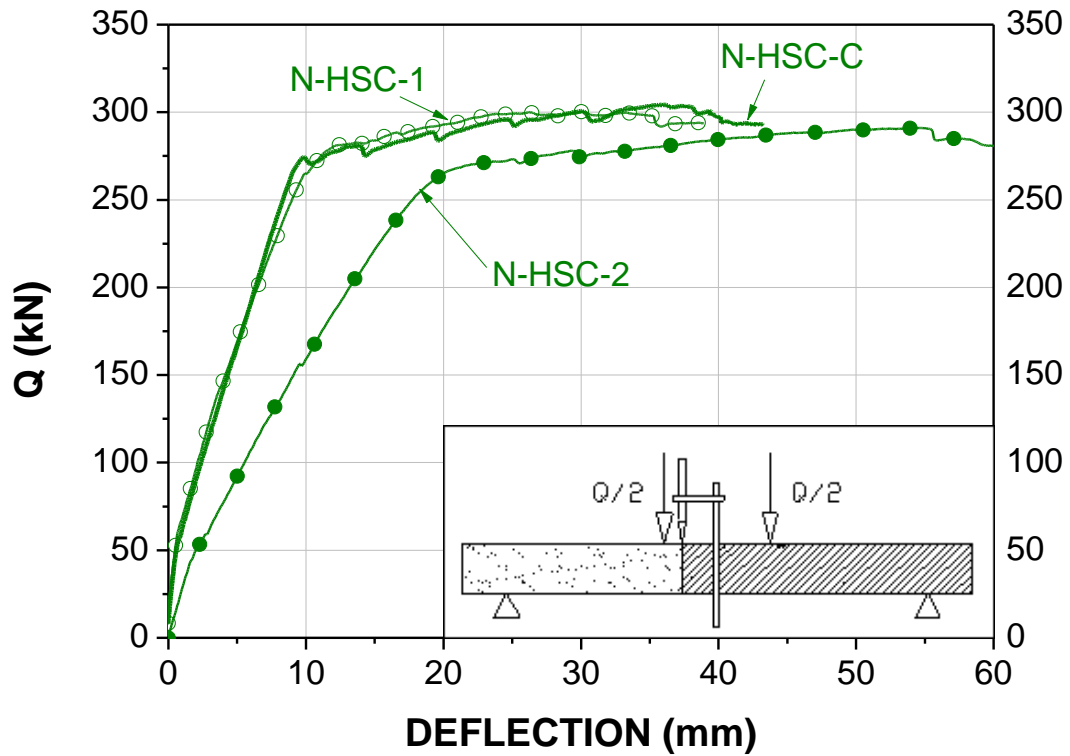


Figura 6.2.2.1. Curva carga vertical-deflexión (HSC)

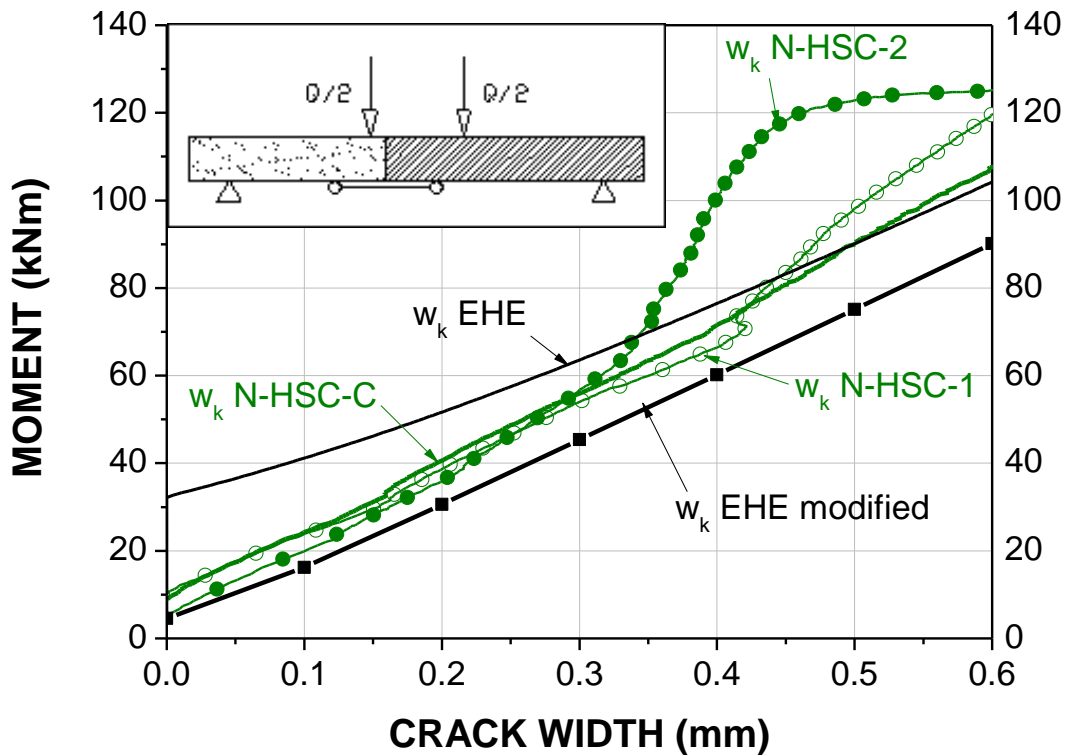


Figura 6.2.2.2. Comparativa entre momento actuante M_k -apertura de fisura w_k (HSC).

El comportamiento relativo a la apertura de fisura de las losas ensayadas con HSC se puede consultar en la fig 6.2.2.2 y en la tabla 6.2.2.1. Hay que destacar de nuevo a) el similar comportamiento de todas las losas, al menos hasta aperturas de fisura menores de 0.3 mm; b) el menor momento de fisuración de los ensayos con respecto a la formulación; c) la infravaloración que hace la formulación de la apertura de fisura para un momento de sollicitación dado y que una corrección del valor del M_{crit} en las fórmulas teóricas, asignándole el valor real obtenido en los ensayos (0.14 veces el teórico) permite ajustar con gran precisión la predicción de apertura de fisura.

Apertura de fisura (mm)	Momento (kNm)					
	N-HSC-1	N-HSC-2	N-HSC-C	Momento Estimado (EHE-08 modificada)	Momento Estimado (EC-2 modificado)	Momento Estimado (MC modificado)
0.1	23.9	20.4	24.9	16.2	18.1	19.5
0.2	38.9	36.3	40.7	30.6	34.5	35.3
0.3	54.3	56.8	56.1	45.4	51.4	51.2
0.4	66.4	100.5	71.7	60.2	68.2	67

Tabla 6.2.2.1. Comparativa entre apertura de fisura real y la predicha teóricamente (M_{crit} modified). (HSC)

6.2.3. Hormigón Autocompactante (SCC)

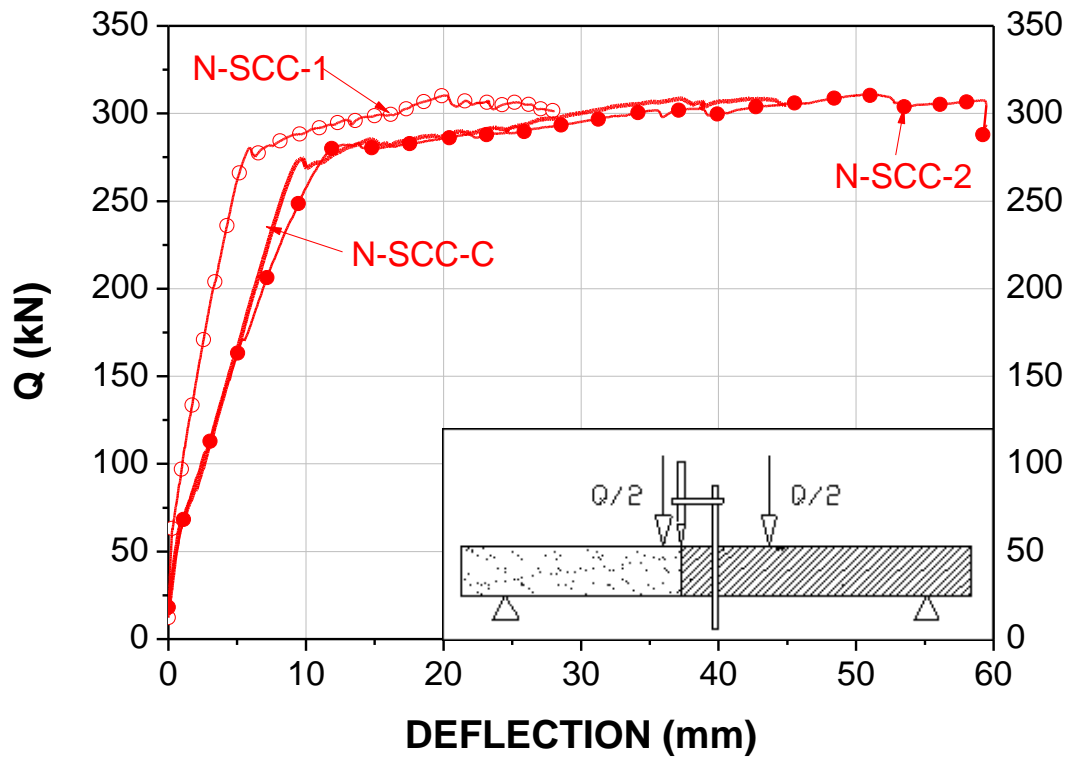


Figura 6.2.3.1. Curva Carga vertical-deflexión (SCC)

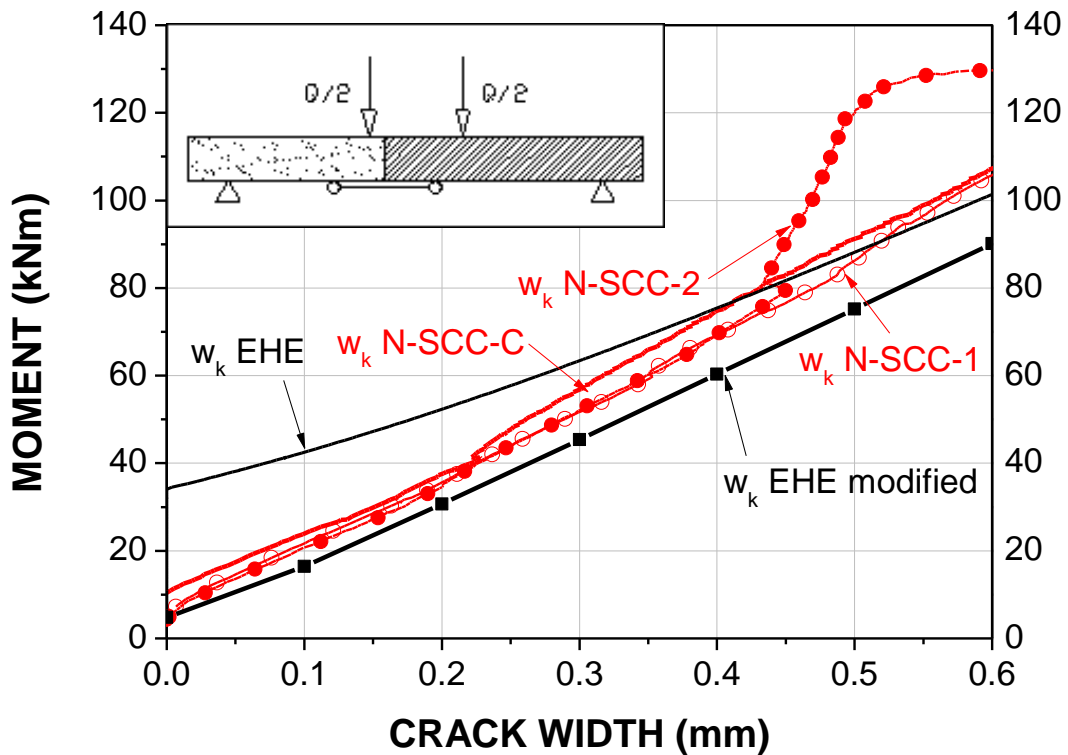


Figura 6.2.3.2. Comparativa entre momento actuante M_k -apertura de fisura w_k (SCC).

Apertura de fisura (mm)	Momento (kNm)					
	N-SCC-1	N-SCC-2	N-SCC-C	Momento Estimado (EHE-08 modificada)	Momento Estimado (EC-2 modificada)	Momento Estimado (MC modificada)
0.1	21.8	21.4	24.5	16.4	18.2	19.7
0.2	35.9	34.5	37.6	30.7	34.6	35.6
0.3	52.1	52.5	56.9	45.4	51.4	51.4
0.4	69.3	69.8	74.9	60.3	68.3	67.2

Tabla 6.2.3.1. Comparativa entre apertura de fisura real y la predicha teóricamente (M_{crit} modified). (SSC)

Estudiando los gráficos (fig 6.2.3.1 y 6.2.3.2) y la tabla 6.2.3.1 que representan los resultados de los ensayos de SCC, se constata un similar comportamiento de las tres losas. De estos resultados, hay que destacar a) similar rigidez, ductilidad y resistencia última de las tres losas, b) el similar comportamiento en servicio de todas las losas, al menos hasta aperturas de fisura menores de 0.4 mm; b) el menor momento de fisuración de los ensayos con respecto al predicho por la formulación (una tercera parte del teórico); c) la infravaloración que hace la formulación de la apertura de fisura para un momento de sollicitación dado si no se corrige el valor de M_{crit} , asignándole el valor real que presenta (0.14 veces el estimado teóricamente).

6.3. Comparación de los resultados

Los valores de la carga de rotura de las losas, así como las predicciones hechas por el empleo de la formulación existente en la normativa y recomendaciones (ACI 318-05, 2005), (CEB-FIP, 1993), (European Committee for Standardization Eurocode 2, 2004), (Comisión Permanente del Hormigón, EHE, 2008) están recogidas en la tabla 6.3.1. De su análisis se deduce que la carga de rotura de las losas es muy similar (idéntica, desde un punto de vista ingenieril). Además, las cargas de rotura no muestran una clara tendencia, en el sentido de que las probetas de control, con armadura longitudinal corrida a lo largo de la losa, no siempre implican mayor resistencia que las probetas con empalmes tipo lazo. Por otro lado, las cargas de rotura reales y predichas, son independientes de la resistencia a compresión del hormigón. Esto se explica por el hecho de que sea la cuantía de armadura la que controle la rotura de la junta. Es decir, que la resistencia a Estado Límite Último apenas es sensible a la diferencia de valores en la resistencia media a compresión del hormigón, y viene determinada por la resistencia del acero, que es la misma en todos los casos. Los resultados de resistencia a rotura (Estados Límites Últimos) que arrojan los ensayos, están comprendidos en todos los casos en un rango estrecho, entre 280 y 320 kN. Además, las predicciones de la normativa quedan sistemáticamente del lado de la seguridad. Esto implica que el empleo de la formulación tradicional para predecir la rotura de las juntas puede emplearse sin modificación (Tabla 6.3.1). Hay que llamar la atención de que la formulación ha sido validada en flexión pura, sin presencia de cortante ni de axil. Parece razonable suponer que el cortante no invalida el empleo directo de la formulación. Por otro lado, la presencia de axiles de tracción en las juntas de hormigonado es muy limitada y de magnitud relativamente baja, y sólo presentes en el caso de secciones transversales con almas inclinadas. Sólo en el caso de secciones con almas fuertemente inclinadas, y por tanto con axiles de tracción importantes, podría llegar a cuestionarse el empleo directo de la formulación. Por último, el comportamiento dúctil de las losas avala el hecho de que las esperas tipo lazo no inducen ningún tipo de comportamiento frágil en la losa, no suponiendo merma de seguridad en ese sentido con respecto a otro tipo de esperas.

LOSAS	Carga de rotura (Real)		Carga de rotura teórica según MC/EC-2 y EHE-08		Carga de rotura teórica según ACI-318	
	Q(kN)	M (kNm)	Q(kN)	M (kNm)	Q(kN)	M (kNm)
N-NSC-C	320.0	146.8	247.8	114.3	245.1	113.1
N-NSC-1	300.0	137.8	246.1	113.6	243.3	112.3
N-NSC-2	300.0	137.8	246.1	113.6	243.3	112.3
N-HSC-C	280.0	128.8	249.9	115.3	247.3	114.1
N-HSC-1	300.0	137.9	247.2	114.1	244.5	112.8
N-HSC-2	290.0	133.3	247.2	114.1	244.5	112.8
N-SCC-C	310.0	142.3	252.4	116.4	249.7	115.2
N-SCC-1	310.0	142.3	249.3	115.0	246.7	113.8
N-SCC-2	310.0	142.3	249.3	115.0	246.7	113.8

Tabla 6.3.1. Comparativa ELU (rotura) entre resultados teóricos y reales.

La influencia de la baja rugosidad debida al empleo de panel fenólico ha podido ser determinante en el inicio de apertura de fisura en las junta de hormigonado entre fases en las losas. De la observación de la tabla 6.1.2.1, que describe los momentos críticos de fisuración teóricos, según la normativa y los resultados verdaderamente obtenidos, se deduce que el valor real de momento crítico de fisuración es del orden de 0.14 veces el teórico. Dado que este comportamiento se produce de manera independiente al tipo de espera utilizada este fenómeno se atribuye al empleo de una junta de hormigonado muy poco rugosa, como la ejecutada por medio de paneles fenólicos en las losas ensayadas. En cualquier caso, el comportamiento de la apertura de fisura será notablemente más satisfactorio bajo unas condiciones de hormigonado de las juntas que primen más la rugosidad que las empleadas en estos ensayos. Sin embargo, en caso de ser necesario, a falta de otros datos experimentales y trabajando del lado de la seguridad, se pueden utilizar el método empleado en esta tesis para evaluar la fisuración de las juntas. En los tres tipos de hormigón se puede comprobar cómo, sustituyendo el valor del M_{crit} por el valor real que presenta en los ensayos (0.14 veces el valor teórico) se consigue ajustar notablemente los valores esperados con las fórmulas así corregidas, a los valores realmente obtenidos en los ensayos. En todo caso, dado que el comportamiento de las losas con esperas en forma de loop y las losas con espera sin discontinuidad de la armadura es el mismo, cabe deducir que este problema no tiene que ver con el tipo de espera dispuesta, sino con la existencia del plano de discontinuidad de la junta.

Se propone pues un coeficiente de 0.14 para afectar al momento crítico de fisuración en el caso de juntas confeccionadas con paneles fenólicos, que es la peor situación que se puede presentar. Cualquier tratamiento o método constructivo que sirviera para aumentar la trabazón de la junta permitiría aumentar el valor de ese coeficiente.

En cualquier caso, hay que tener en cuenta que los momentos y axiles que actúan en servicio sobre la junta son muy pequeños. Éstos, para calcular la apertura de fisura en servicio, corresponden a la combinación de acciones cuasipermanente en hormigón armado. Los momentos de flexión transversal provienen fundamentalmente de las sobrecargas de tráfico, fundamentalmente a través de la flexión local de la tabla superior, y en menor medida del peso propio y sobrecarga permanente. El axil, es generalmente muy bajo en proporción al momento. Dados los coeficientes de mayoración de acciones empleados en ELU para la sobrecarga dominante ($\gamma=1.5$) y los coeficientes de combinación de acciones en la combinación de acciones cuasipermanente dominante $\Psi_2=0.2$ (IAP-98, 1998), (European Committee for Standardization Eurocode 1, 1998). Esto implica que para una sección dimensionada de acuerdo a los momentos últimos teóricos recogidos en la tabla 6.3.1. y suponiendo que los momentos de sollicitación provienen fundamentalmente de la sobrecarga variable, los momentos de servicio serían como máximo (en caso de dimensionamiento estricto de la sección por ELU de sollicitaciones normales) del orden del 13 % de los momentos de diseño de flexión transversal (112-117 kNm según tabla 6.3.1). Con el detalle de conexión estudiado, el momento de servicio sería del orden de 14.5-15.2 kNm, lo que en los ensayos supone una apertura máxima de fisura inferior al 0.1 mm (la máxima apertura de fisura medida en los ensayos para 15.2 kNm sería de 0.075 mm en el ensayo N-HSC-2).

Por otro lado hay que destacar que la mayor presencia de finos en los hormigones HSC y SCC no ha condicionado significativamente el comportamiento de la junta, ni influye notablemente en el momento crítico de fisuración, siendo el comportamiento de los tres tipos de hormigones muy similar.

6.4. Resultados teóricos de los paneles

6.4.1. Estado Límite Último

Se procede a continuación a sentar las bases con las que se han hecho las predicciones de resistencia de las juntas de los elementos ensayados. Para ello se ha utilizado la formulación presente en distintas normas y recomendaciones (ACI 318-05, 2005), (CEB-FIP, 1993), (Comisión Permanente del Hormigón, EHE, 2008), (European Committee for Standardization Eurocode 2, 2004). La formulación propuesta en estos documentos es función de la cuantía de armadura efectivamente anclada en la sección de estudio y de la resistencia a compresión del hormigón. En la predicción del comportamiento en rotura se ha hecho la hipótesis de que la armadura que atraviesa el plano de la junta está perfectamente solapada, estando la sección de armadura que atraviesa la junta perfectamente anclada. Esto implica asumir la hipótesis de que la geometría de solape dispuesta es efectiva y permite la transmisión total de esfuerzos entre armaduras.

Se ha considerado un comportamiento elastoplástico del acero, se ha trabajado con la resistencia media a compresión del hormigón y no se ha adoptado coeficiente de seguridad de minoración de la resistencia de los materiales. Los resultados obtenidos por la formulación son comparados con los resultados de los ensayos en la tabla 6.4.1.1. Model Code, ACI-318-05 y EHE-98 (Comisión Permanente del Hormigón, EHE, 1998) proponen la misma formulación y por tanto la misma resistencia para cada serie de ensayo. La formulación del EC-2 predice una resistencia de los paneles ligeramente superior a las anteriores (menos del 10% de diferencia). La EHE-08 calcula una resistencia claramente inferior que todas las anteriores (aproximadamente un 20% inferior al valor de la resistencia calculada según el EC-2). Ninguna normativa considera la influencia de la fisuración por flexión en la capacidad para transmitir rasante de la junta.

	Q teórica (kN)			Q ensayos (kN)		Coeficiente de seguridad					
						PANELES SU			PANELES SC		
	MC	EC-2	EHE-08	PANELES SU	PANELES SC	γ_U MC	γ_U EC2	γ_U EHE08	γ_C MC	γ_C EC2	γ_C EHE08
NCS-C	517.4	567.6	452.1	930.0	1060.0	1.8	1.6	2.1	2.0	1.9	2.3
NSC-1/2	513.9	557.9	452.1	1055.0	1070.0	2.0	1.9	2.3	2.1	1.9	2.4
HSC-C	520.9	567.6	452.1	1050.0	1010.0	2.0	1.8	2.3	1.9	1.8	2.2
HSC-1/2	516.2	567.6	452.1	910.0	1095.0	1.8	1.6	2.0	2.1	1.9	2.4
SCC-C	525.5	567.6	452.1	1030.0	820.0	1.9	1.8	2.3	1.6	1.4	1.8
SCC-1/2	519.8	567.6	452.1	1055.0	1005.0	2.0	1.8	2.3	1.9	1.8	2.2

Tabla 6.4.1.1. Comparativa entre la rotura teórica y la obtenida en los tests.

Ni en la normativa ni en la bibliografía se ha encontrado ningún tipo de estimación sobre la apertura de fisura en servicio debido a rasante. De hecho, ni siquiera se establece ningún tipo de recomendación ni de estado límite de servicio por fisuración debido a rasante entre juntas. Esto contrasta con otros estados límites de fisuración vinculados con tensiones tangenciales. En cortante y torsión, por ejemplo, la apertura de fisura en servicio no se estima, pero se dan recomendaciones sobre la cuantía y disposición de la armadura transversal para evitar que en servicio aparezcan fisuras de ancho considerable.

6.5. Resultados de los ensayos en paneles

6.5.1. Paneles sin prefisurar

Los valores de carga máxima de rotura obtenidos en los ensayos para paneles con y sin fisuras de flexión están comprendidos en el intervalo 820-1230 kN, como se aprecia en la Tabla 6.4.1.1. En ésta se incluyen además las predicciones hechas por la Normativa y los coeficientes de seguridad adicional y que se obtienen como cociente entre la carga de rotura de la junta y la resistencia de la junta según la normativa. Hay que advertir que la resistencia alcanzada en los ensayos es muy superior a la estimada mediante cálculos teóricos. La carga de rotura de la junta en el ensayo se ha definido como aquella a partir de la cual el panel disminuye drásticamente su rigidez tangencial. Esta carga no es necesariamente la carga de pico del ensayo, como puede apreciarse en la figura 6.5.1.1. No se aprecian diferencias apreciables entre aquellos paneles con detalles de espera en la junta en forma de gancho y la probeta de control, con armadura transversal sin interrupción en la junta.

En los paneles sin prefisurar se advierte también que el comportamiento de los hormigones de resistencia normal SU NSC y de alta resistencia SU HSC es marcadamente coincidente (en valores medios) y que el del hormigón autocompactante es ligeramente más rígido a rasante (Fig 6.5.1.1 y 6.5.1.2) y su apertura de fisura es más limitada.

En relación a la apertura de fisura se aprecia claramente que la apertura de fisura de los distintos paneles sin prefisurar es muy similar y que para estados de carga del orden de los de rotura teórica (450-560 KN), la apertura de fisura es sensiblemente inferior a 0.1 mm y por lo tanto, no tiene sentido proceder a calcular la apertura de fisura en estado de servicio, puesto que el nivel de cargas sería de alrededor de un 13% del estado límite último, con lo que la apertura de fisura por rasante para ese nivel de carga (60-75 KN) es despreciable (figura 6.5.1.2). Esta apreciación sobre la apertura de fisura es extensiva al resto de paneles, tanto prefisurados como sin prefisurar, y en todos ellos resulta despreciable para los valores de carga de servicio, lo cual refrenda que no se considere en ninguna norma vigente el cálculo de fisuración por rasante.

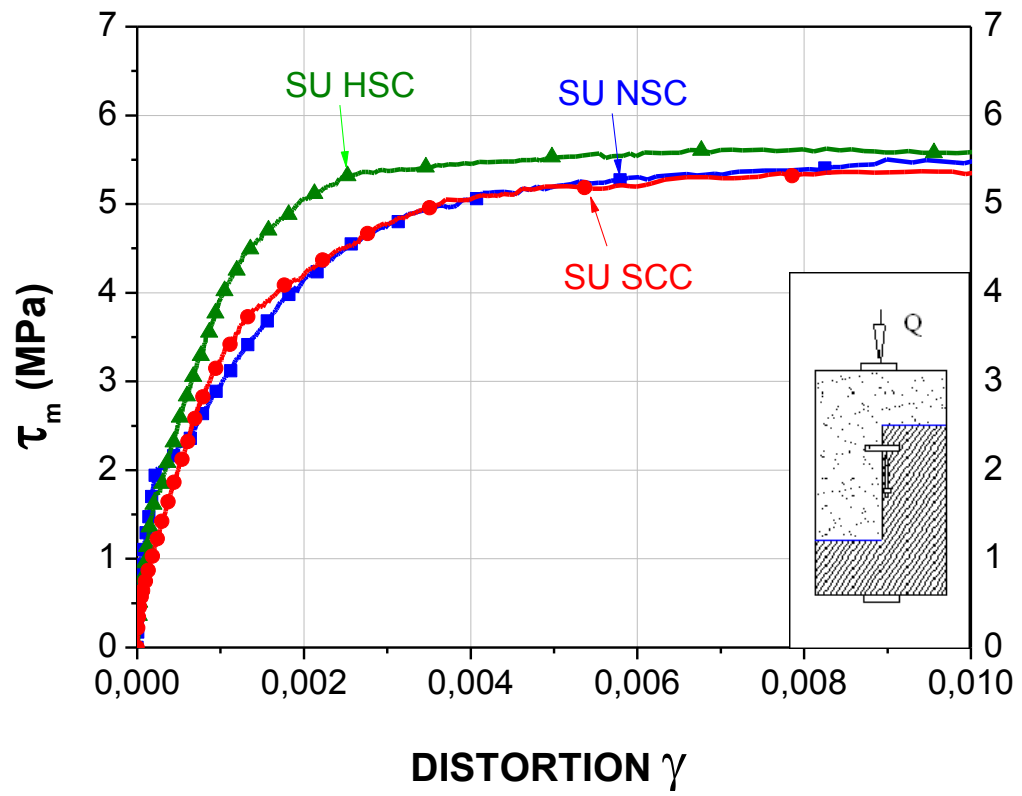


Figura 6.5.1.1. Distorsión de paneles no prefisurados (valores medios)

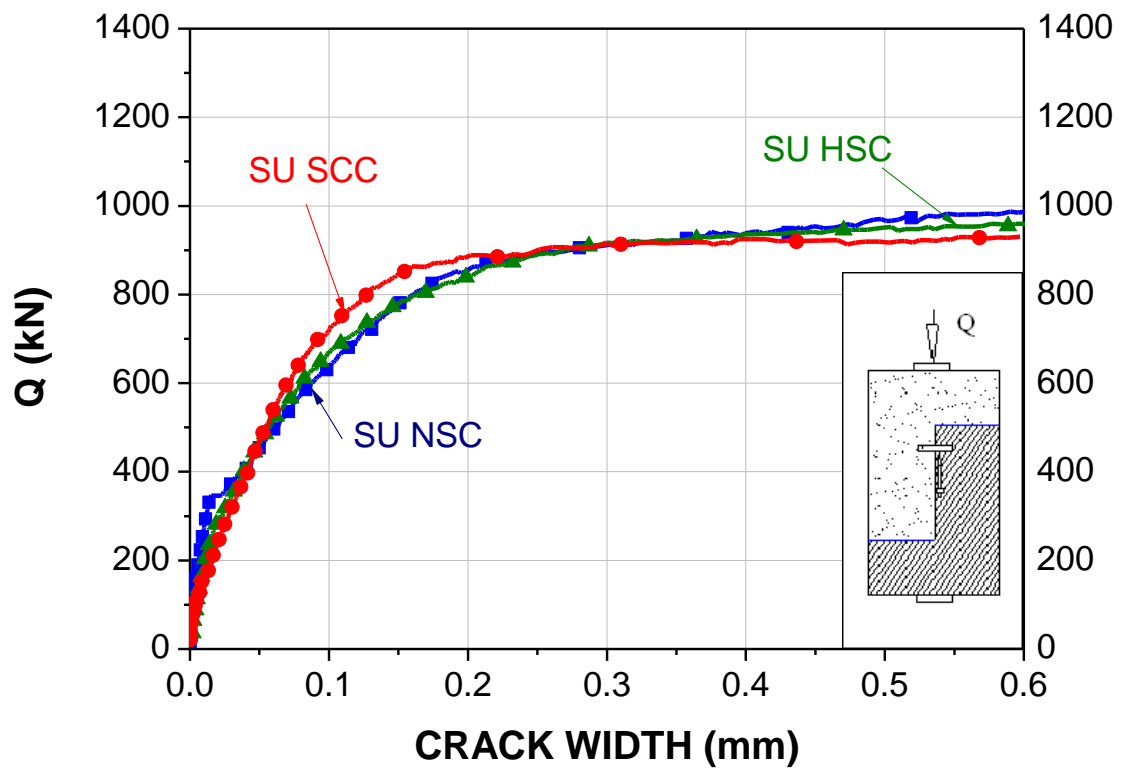


Figura 6.5.1.2. Apertura de fisura por rasante en paneles no prefisurados

Hormigón convencional (NSC)

En los paneles no prefisurados, con hormigón convencional (NSC) se aprecia que la disposición de armaduras tipo loop joint presenta un comportamiento más eficiente de cara a la distorsión que la colocación del armado de control, que atraviesa la junta de lado a lado (Fig 6.5.1.3). El módulo de rigidez a rasante en rotura de los paneles con esperas de tipo loop joint es mayor que en el panel con esperas pasantes en prolongación recta.

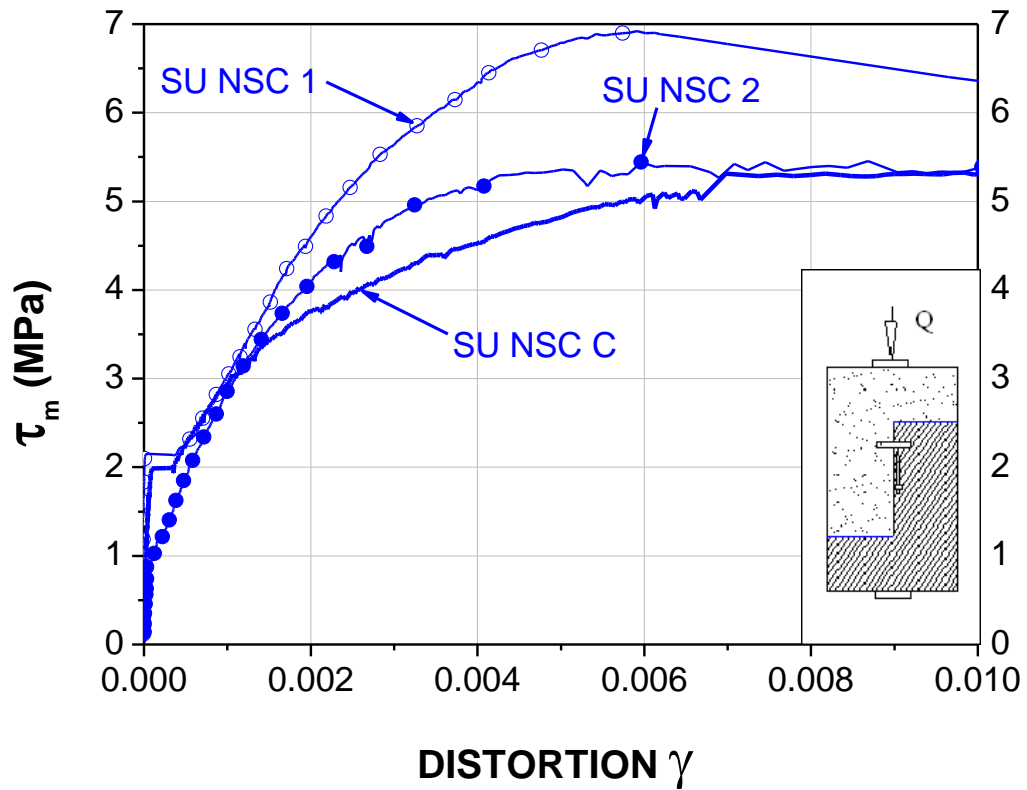


Figura 6.5.1.3. Distorsión de paneles no prefisurados (NSC).

Hormigón de alta resistencia (HSC)

El comportamiento de los paneles de hormigón de alta resistencia frente a la distorsión no revela que la rigidez a rasante de los mismos con armaduras de espera de tipo loop joint sea mejor que la del panel con esperas en prolongación recta. El panel SU-HSC-1 presenta un comportamiento marcadamente inferior al del panel de control (figura 6.5.1.4).

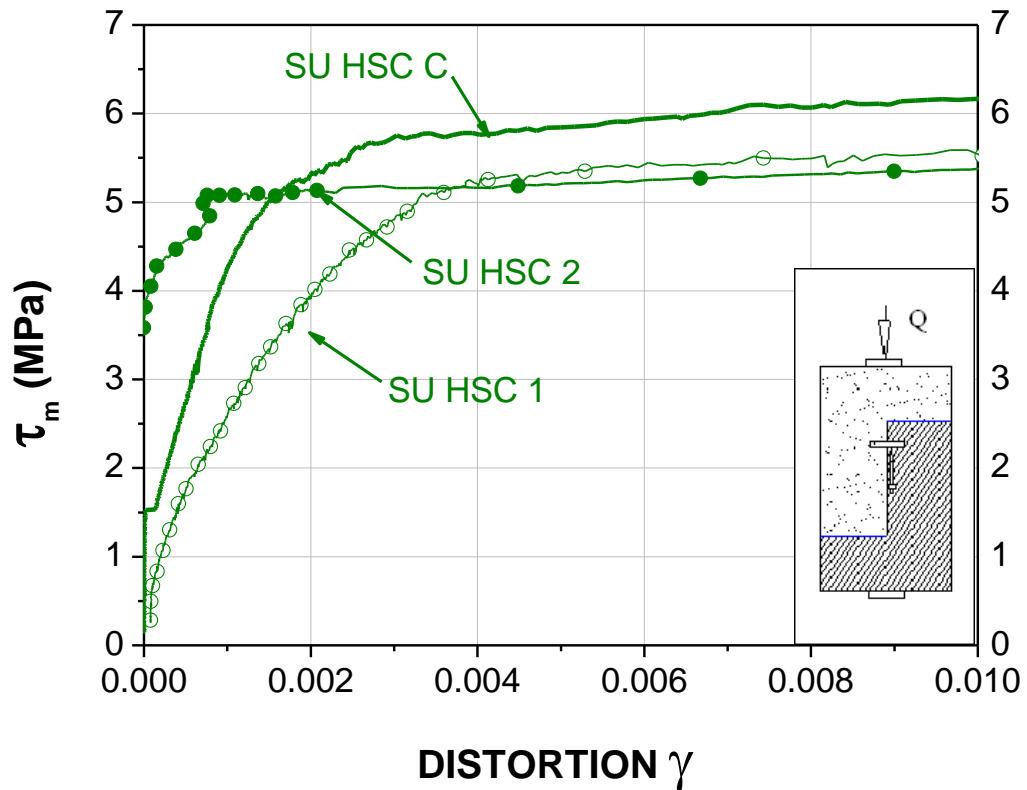


Figura 6.5.1.4. Distorsión de paneles no prefisurados (HSC)

Hormigón Autocompactante (SCC)

En el caso del hormigón autocompactante (SCC) no prefisurado, el comportamiento de los paneles no arroja un resultado concluyente que permita afirmar que las esperas tipo gancho en la junta de hormigonado resultan mejores que el comportamiento del panel de control, con armadura pasante.

En todo caso, llama la atención cómo hay un cambio brusco de módulo tangencial en el panel de control, mientras que en los paneles con armaduras de espera tipo loop joint este comportamiento no se aprecia, siendo las curvas más suaves en su variación de la pendiente (figura 6.5.1.5).

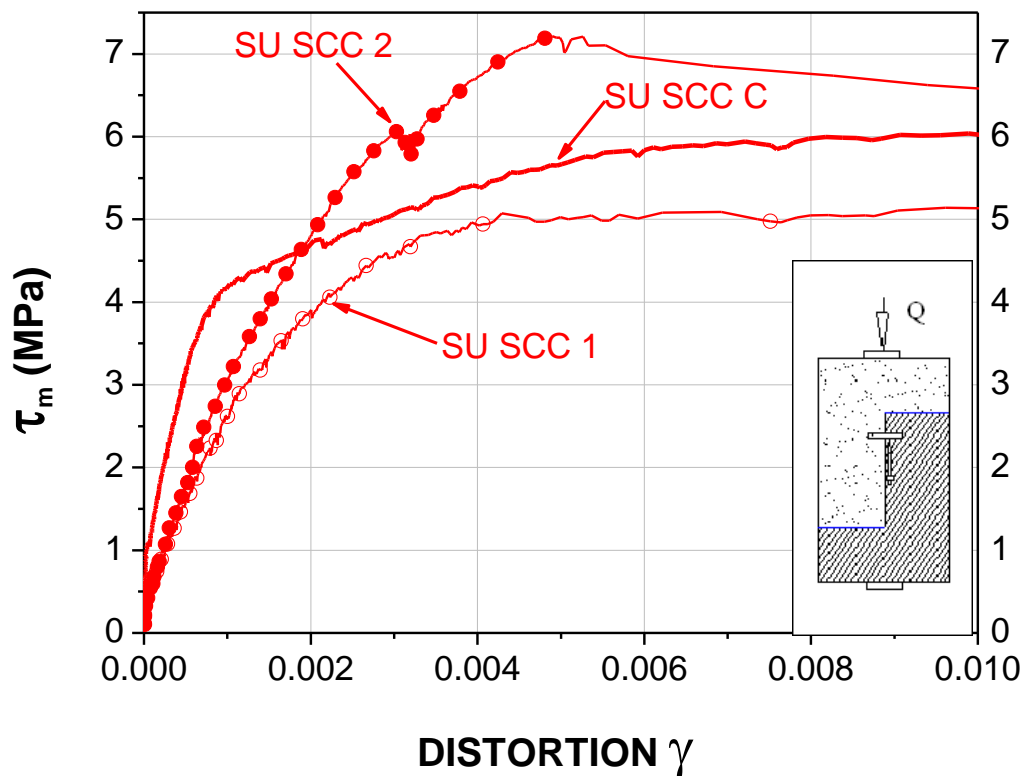


Figura 6.5.1.5. Distorsión de paneles no prefisurados(SCC).

6.5.2. Paneles Prefisurados

A continuación se representan los resultados medios para cada tipo de hormigón de los ensayos realizados sobre los paneles prefisurados (Fig 6.5.2.1). Se aprecia claramente cómo el comportamiento de los paneles es bastante coincidente. En este caso, la rigidez tangencial del hormigón autocompactante es menor que la de los hormigones de resistencia normal y alta resistencia.

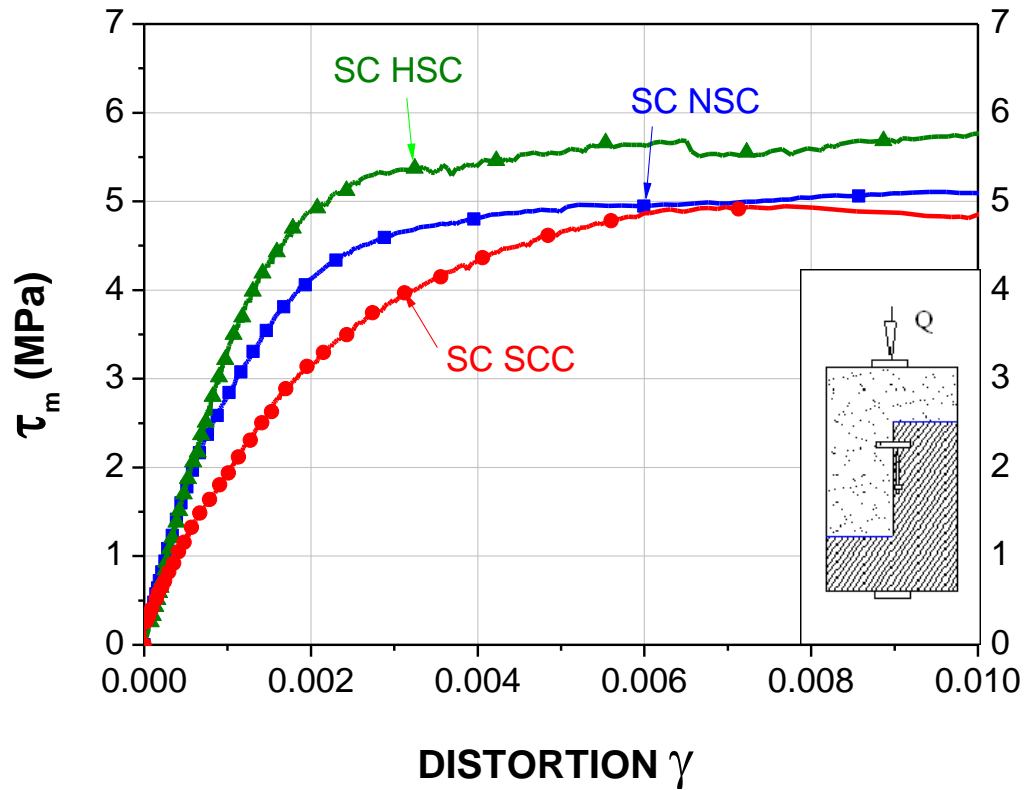


Figura 6.5.2.1. Distorsión en paneles prefisurados (valores medios).

Hormigón de resistencia normal (NSC)

El comportamiento, en distorsión (Fig 6.5.2.2) del hormigón convencional (NSC), indica que es más rígido en paneles con esperas compactas respecto al panel con esperas en prolongación recta, los valores medios de SC-NSC-1 y de SC-NSC-2 se mueven ligeramente por encima de los de la probeta de control.

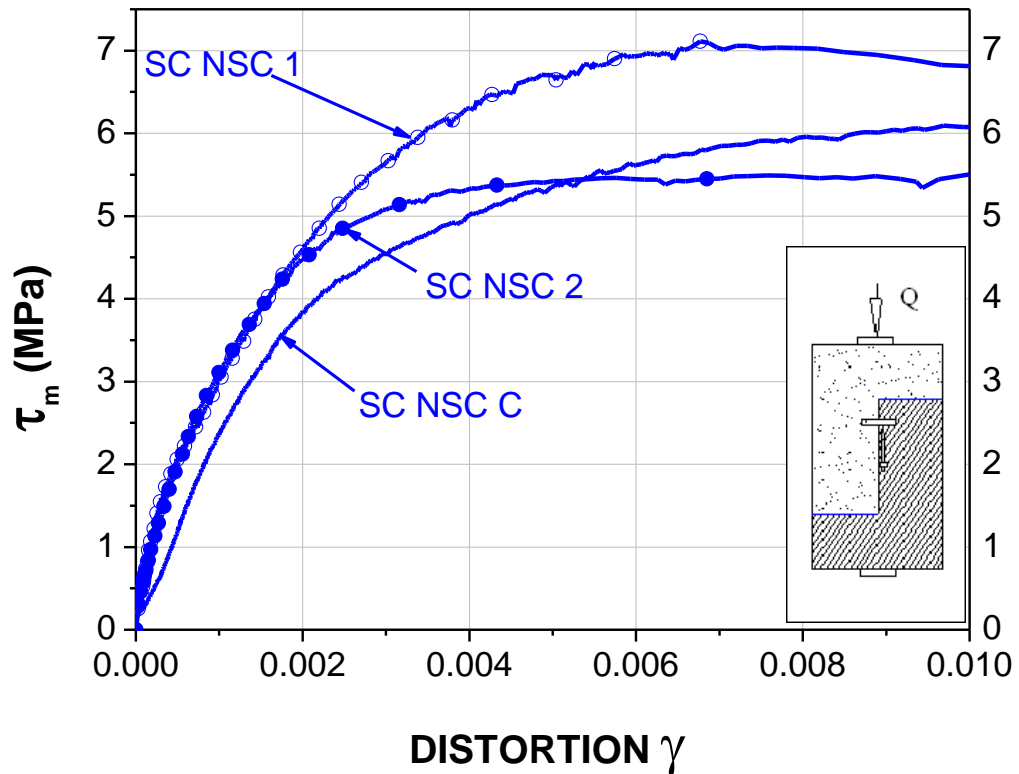


Figura 6.5.2.2. Distorsión de paneles prefisurados (NSC)

Hormigón de alta resistencia (HSC)

En los ensayos del hormigón de alta resistencia con paneles prefisurados, se aprecia que los paneles con esperas de tipo compacto loop joint (SC HSC 1 y SC HSC) son más rígidos a rasante que el panel con esperas en prolongación recta (Figura 6.5.2.3).

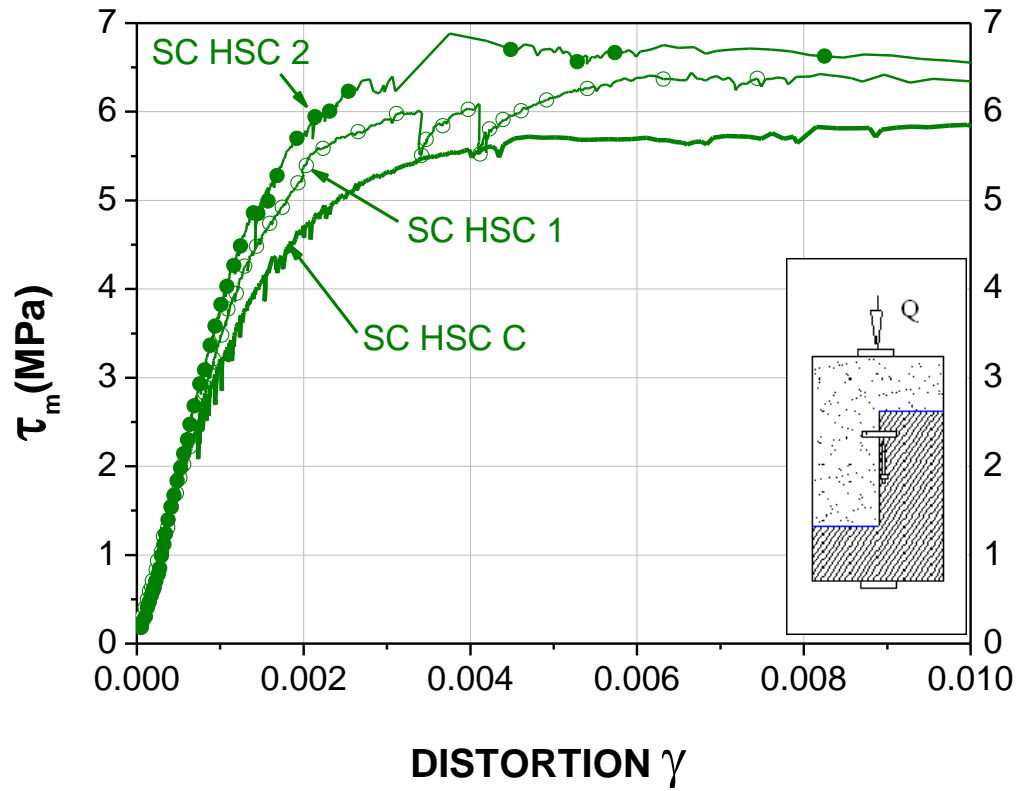


Figura 6.5.2.3. Distorsión de paneles prefisurados (HSC).

Hormigón autocompactante (SCC)

En los paneles de hormigón autocompactante prefisurados, se aprecia que, al igual que en los paneles prefisurados con hormigón de alta resistencia, la rigidez a rasante es mayor en los que tienen dispuestas esperas de tipo loop joint que en el panel de control con esperas en prolongación recta, pasantes de lado a lado del panel (fig 6.5.2.4).

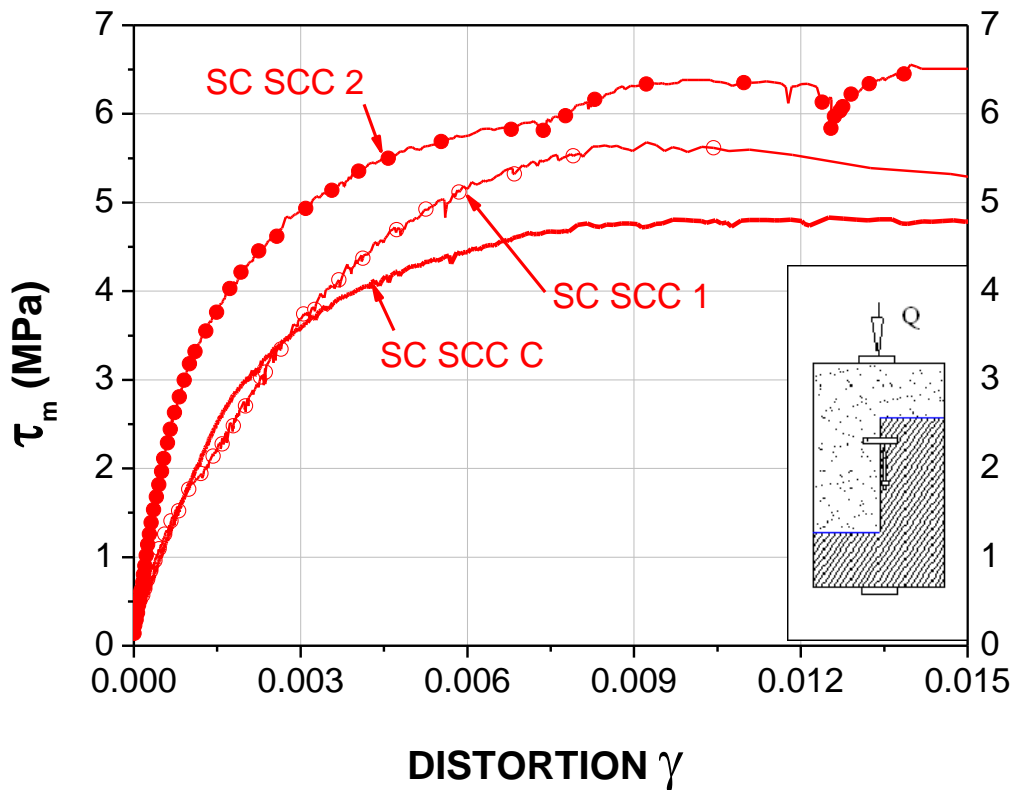


Figura 6.5.2.4. Distorsión de paneles prefisurados (SCC).

6.6. Comparación de resultados

Atendiendo a los resultados de la tabla 20, se aprecia cómo todas las normativas consideradas aportan un coeficiente de seguridad adicional notable (y mayor que 1.4 en el peor de los casos ensayados y cerca de 2 en la mayoría de ellos), es decir, que la resistencia de los paneles, que en los ensayos ha variado entre 820 y 1095 kN es muy superior a la calculada por las fórmulas teóricas que aportan las normas, que oscila entre 452 y 567 kN.

Asimismo, de los resultados de la tabla 6.4.1.1 también se puede concluir que la resistencia observada en los paneles ensayados no ofrece diferencias achacables al tipo de espera dispuesta para coser la junta de hormigonado, dado que las esperas de tipo loop joint se comportan con las mismas prestaciones a rotura que las esperas en prolongación recta. A parte de esto, el hecho de que el panel haya sido prefisurado o no, tampoco es un factor que influya en la resistencia última de los paneles. El tipo de hormigón empleado en la fabricación de los elementos no influye significativamente en la resistencia de la junta, estando ésta más vinculada a la cuantía de armadura que atraviesa la junta y a la resistencia del hormigón ensayado.

En relación a la fisuración, en todos los casos, tanto en los paneles prefisurados como en los paneles sin prefisurar, se han obtenido valores de incrementos de apertura de fisura despreciables en el orden de carga propio de situaciones de servicio motivo por el cual se considera plenamente justificado que las normas no aporten formulación alguna para su determinación o estimación teórica.

PARTE IV: CONCLUSIONES

10. Conclusiones

10.1. Conclusiones de ensayos de losas

En esta tesis se ha mostrado un estudio experimental de elementos hormigonados por fases con solapes de armadura de tipo gancho, compactas, fuera de norma, en juntas de hormigonado sometidas a solicitaciones normales estáticas, con distintos tipos de hormigón (hormigón convencional, de alta resistencia y autocompactante). Este estudio intenta apoyar la modificación de los procesos constructivos de puentes de hormigón construidos vano a vano con cimbra autolanzable. Dado que la principal solicitación normal a la que se ven sometidas las juntas de hormigonado es la proveniente de la flexión transversal de la losa superior, los ensayos realizados han consistido en unas losas longitudinales que se ensayan a flexión pura y cuyos resultados han servido para estudiar el comportamiento en Estado Límite Último y Estado Límite de Servicio (fisuración).

En primer lugar, y como conclusión fundamental del estudio, hay que destacar que los resultados avalan, en principio, el empleo de este tipo de geometría de empalme para resistir las solicitaciones normales estáticas en ELU y en ELS a las que se verán sometidos durante su vida útil las juntas de hormigonado. A la vez, el empleo de geometrías de empalme compactas, permitiría el movimiento de los encofrados interiores del tablero, haciendo el método de construcción modificado, aún más competitivo que el anterior.

De cara a establecer conclusiones respecto al Estado Límite Último, se puede afirmar que los ensayos realizados presentan una carga de rotura comprendida entre 280 y 320 kN, que a su vez es superior a la estimada por los procedimientos de cálculo establecidos en Normativa (243-253 kN). Este resultado conlleva que se pueda utilizar la normativa existente sin modificar para dimensionar empalmes de armadura por solape de cara al cálculo en Estado Límite Último de los detalles de conectividad en los que las esperas sean de tipo gancho, para las tres clases de hormigón ensayadas (SCC: hormigón autocompactante, HSC: hormigón de alta resistencia y NSC: hormigón convencional). Por otro lado, el empleo de este tipo de empalmes no parece suponer una merma en la ductilidad de la estructura.

A su vez, la comparación entre las aperturas de fisuras obtenida en las losas de ensayo conduce a considerar que el comportamiento de la junta es independiente del tipo de detalle de conectividad empleado, dada la similitud entre los resultados de fisura obtenidos en las losas tres a tres. Sin embargo, la predicción de la fisuración que se deduce de la aplicación de las distintas normativas, queda del lado de la inseguridad en todos los casos, especialmente para solicitaciones bajas. El empleo directo de la formulación de la normativa para estimar aperturas de fisura con el detalle de junta estudiado en esta tesis se desaconseja. Las diferencias observadas en cuanto a apertura de fisura para cargas bajas se atribuyen a la existencia de una junta de discontinuidad de caras lisas que supone una reducción importante del momento

crítico de fisuración en relación al teórico. A la vista de que el valor del momento crítico característico de fisuración en los ensayos es 0.14 veces el teórico, se postula introducir este coeficiente reductor del momento crítico de fisuración en las fórmulas, lográndose con ello un grado de precisión muy elevado en el intervalo de apertura de fisura comprendido entre 0.1-0.4 mm. En cualquier caso, a pesar de que la presencia de la junta aumenta la fisuración en servicio, dados los bajos momentos de sollicitación en servicio en puentes reales en relación con las sollicitaciones en ELU, la fisuración inducida por estos tendrá valores muy bajos que no comprometen la durabilidad. Desde el punto de vista práctico, y de cara a mejorar el comportamiento en servicio, se propone la ejecución de una junta lo más rugosa posible, utilizando nervometal o procediendo al cepillado de la misma tras el hormigonado de la primera fase.

Por tanto, en base a los resultados obtenidos en los ensayos y los resultados teóricos, se puede afirmar que el procedimiento de detalle de conexión de juntas mediante esperas del tipo gancho, es aplicable con los mismos márgenes de seguridad y mediante procedimientos de dimensionamiento convencionales ya recogidos en la normativa vigente para transmitir sollicitaciones de flexión estáticas que el empleo de empalmes por prolongación recta.

10.2. Conclusiones de ensayos de paneles

Se ha presentado el análisis de los resultados experimentales obtenidos con solapes de armadura de tipo loop joint, en juntas de hormigonado sometidas a sollicitaciones rasantes, en distintos tipos de hormigón (hormigón convencional, de alta resistencia y autocompactante), en los ensayos realizados en el Laboratorio de Estructuras y Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Ciudad Real (Universidad de Castilla-La Mancha), que intenta apoyar la modificación de los procesos constructivos de puentes de hormigón construidos vano a vano con cimbra autolanzable.

Dado que la principal sollicitación tangencial a la que se ven sometidas las juntas de hormigonado es la proveniente del rasante por torsión y cortante horizontal, se han realizado unos ensayos de “shear-off” sobre unos paneles no fisurados y otros sobre paneles previamente fisurados a flexión, para simular la posible fisuración de la junta de hormigonado en puentes reales debida a la flexión transversal. Los resultados de los ensayos han servido para estudiar el comportamiento en Estado Límite Último y Estado Límite de Servicio (distorsión y fisuración).

De cara a establecer conclusiones respecto al Estado Límite Último, de todo lo anteriormente descrito se puede afirmar que los ensayos realizados presentan una carga de rotura comprendida entre 820 y 1095 kN, que a su vez es superior a la estimada por los procedimientos de cálculo establecidos en normativa (450-567 kN). Éste resultado conlleva que podamos considerar la normativa existente para casos convencionales como apta de cara al cálculo en Estado Límite Último de los detalles de conectividad en los que las esperas sean de tipo gancho, para las tres clases de hormigón ensayadas (SCC, HSC y NSC), tanto con

prefisuración como sin ella. Se constata, además, que se dispone de un margen de seguridad muy amplio (coeficientes de seguridad entre 1.4 y 2.4) de cara al dimensionamiento, tal y como se ha obtenido en estos ensayos.

Los resultados obtenidos demuestran que no hay diferencias sensibles ante esfuerzos rasantes entre el panel de control y los que cuentan con armaduras de tipo loop joint y que las normativas vigentes son muy conservadoras respecto a dimensionamiento a rasante de juntas cosidas con esperas tipo loop joint, del mismo orden que en el caso de juntas cosidas con esperas convencionales.

10.3. Conclusiones de resultados numéricos

10.3.1. Esfuerzos longitudinales en E.L.U.

Fases de servicio

Lo primero que cabe decir es que la situación tensional del viaducto durante el servicio del mismo es muy similar en todos los procesos constructivos, con independencia del que se haya seguido para construirlo.

En este sentido, los esfuerzos longitudinales en Estado Límite Último son bastante similares en todos los modelos, con diferencias de flectores en torno al 10-15% entre ellos.

Fases constructivas

Durante el proceso constructivo, los esfuerzos últimos de cada sección sí se diferencian claramente entre una secuencia constructiva y otra, no sólo esto, sino que, además, se ha comprobado que la solución constructiva con pretensado al 50% no es válida, dado que los flectores que presenta cuando el tesado es del 50%, son superiores al momento último que resiste la sección. Debido a esto, este proceso constructivo debe ser descartado como alternativa viable de construcción de los viaductos.

Es interesante ver cómo durante las fases constructivas, el cuelgue de la cimbra del vano posterior del frente de fase del vano actual implica una gran variación de momentos en las secciones, pasando de momentos positivos a momentos negativos en algunas secciones intermedias, o bien, aumentando el momento negativo ya presente en las secciones sobre apoyos.

PARTE V: FUTUROS TRABAJOS, LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN Y PUBLICACIONES

Es evidente que los estudios e investigaciones de la presente tesis pueden dar pie a ulteriores investigaciones en algunos aspectos no considerados o tratados en la tesis. Uno de ellos, de especial importancia, es hacer extensivo este estudio, centrado en viaductos de carretera, a viaductos de ferrocarril, y en concreto, a viaductos de alta velocidad.

Hasta ahora, se han publicado dos artículos en relación con los ensayos descritos en esta tesis, en la revista *Construction and Building Materials*:

- “Optimization of in situ construction of concrete decks: flexure tests of compact splices of reinforcement between phases”. (Diaz de Terán J. , Turmo, Jorquera, Barragán, Ramos, & Aparicio, 2013.1)
- “Shear off strength of compact reinforcement splicing for improved construction of in situ concrete structures”. (Diaz de Terán J. , Turmo, Jorquera, Barragán, Ramos, & Aparicio, 2013.2).

Asimismo, está prevista la publicación de artículos relacionados con el estado del arte documentado en esta tesis, y de los resultados y conclusiones obtenidos en relación a la modelización numérica de las soluciones propuestas.

ANEJOS (formato digital).

Anejo A: resultados ELU de modelos de viga.

Anejo B: resultados ELU de modelos de shells.

Anejo C: resultados ELS de modelos de shells.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Objetivos de la tesis y tratamiento.	11
Figura 2.1.1 Esquema de avance de una cimbra bajo tablero.	18
Figura 2.1.2. Elementos de la cimbra autolanzable.	19
Figura 2.2.1. Método Tradicional de construcción por fases. a) Fase 1. b) Fase 2.....	21
Figura 2.2.2. Secuencia constructiva tradicional para una semana por vano.	26
Figura 2.3.1. Nueva secuencia de hormigonado de la sección transversal.....	27
Figura 2.3.2. Nueva secuencia constructiva para una semana por vano, tal y como se ejecuta hasta la fecha.	31
Figura 2.4.1. Puntales para prevenir la flexión transversal de la flexión y esperas loop joint. ...	38
Figura 2.4.2. Esperas en prolongación recta para la segunda fase de hormigonado (techo)	38
Figura 2.4.3. Esperas en forma de L para la la segunda fase de hormigonado (techo).....	39
Figura 2.4.4. Loop joints con longitud de solape según normativa y encofrado interior.....	40
Figura 2.4.5. Loop joints con longitud de solape según normativa.....	40
Figura 2.4.6. Loop joints sin longitud de solape.....	40
Figura 2.4.7. Problemática del porcentaje de pretensado en primera fase y necesidad de dos tandas de tesado.	41
Figura 2.4.8. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Lechago.	43
Figura 2.4.9. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Gou.	44
Figura 2.4.10. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Ricardell.	45
Figura 2.4.11. Armaduras de espera entre fases de hormigonado y tesado de la sección. Fotos cortesía de Albert Mas.	45
Figura 2.4.12. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Magallán.	46
Figura 2.4.13. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Llobregat.	47
Figura 2.4.14. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Muga.	48
Figura 2.4.15. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Moutas.	49
Figura 2.4.16. Trazado en alzado del viaducto y foto de detalle del funcionamiento de la cimbra autolanzable a su llegada a la “V”. Plano y foto cortesía de Albert Mas.	50
Figura 2.4.17. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto del Júcar.	51
Figura 2.4.18. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto del Arroyo de la Vega.	52
Figura 2.4.19. Sección transversal del viaducto del Llobregat 2.	53
Figura 2.4.20. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto Francolí.	54
Figura 2.4.21. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Valdoríolf.....	55
Figura 2.4.22. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Can Cristofol.56	
Figura 2.4.23. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de BP.	57
Figura 2.4.24. Detalle de las cartelas y foto de ejecución de las mismas para el empleo posterior de la cimbra autolanzable. Detalle y foto cortesía de Albert Mas.	57
Figura 2.4.25. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Fluviá.	59
Figura 2.4.26. Fases de hormigonado de la sección transversal del viaducto de Cocentaina... 60	

Figura 3.1.1. Detalle de espera loop joint.	64
Figura 4.1. Metodología de estudio de los loop joint.....	68
Figura 4.2. Metodología de estudio de los modelos numéricos.....	69
Figura 4.3. Secuencia constructiva nueva, para una semana por vano, tesando al 100% en una sola tanda por vano.	73
Figura 4.4. Tesado en cada fase al 50% propuesto para la nueva sección evolutiva (1 tesado por vano).	74
Figura 4.5. Secuencia constructiva nueva para una semana por vano, con tesado al 50% y solape de tendones.	78
Figura 5.1.1.1. Unicación de las losas en el tablero.....	81
Figura 5.1.1.2. Planos en planta y perfil de las losas SCC-N-1/2, NSC-N-1/2, HSC-N-1/2.	81
Figura 5.1.1.3. Planos de armado de la losa de control SCC-N-C, NSC-N-C y HSC-N-C.....	82
Figura 5.1.1.4. Encofrado y armadura de las losas	82
Figura 5.1.1.5. Diferentes fases de hormigonado de las losas.	82
Figura 5.1.3.1. Esquema simplificado del ensayo a flexión.	86
Figura 5.1.3.2. Configuración del ensayo con los LVDTs.....	87
Figura 5.1.3.3. LVDTs para medir la apertura de fisura entre las caras de las fases de hormigonado de la junta.....	88
Figura 5.1.3.4. Fisuras en las losas tras solicitarlas. Fisuras de los elementos durante los tests: a) Losa de control b) Losas con Loop Joint	88
Figura 5.1.4.1. Detalle de la colocación de una de las vigas para el ensayo.	89
Figura 5.1.4.2. Colocación de los LVDTs en la losa.	89
Figura 5.2.1.1. Emplazamiento del panel en el tablero.....	91
Figura 5.2.1.2. Croquis de las armaduras en el panel de control.	92
Figura 5.2.1.3. Croquis de las armaduras en los paneles con Loop Joints.	92
Figura 5.2.1.4. Armaduras en los paneles.	93
Figura 5.2.1.5. Fases de hormigonado de los paneles.	93
Figura 5.2.2.1. Esquema de los ensayos a rasante.....	94
Figura 5.2.2.2. Posición de los paneles, fijación lateral y tesado superior e inferior.	95
Figura 5.2.2.3. Prefisuración de un panel.	96
Figura 5.2.2.4. Tests en los paneles.	96
Fig 5.2.2.5. Prensa y actuador.	97
Figura 5.2.2.6. Colocación de los LVDTs en el panel.	97
Figura 6.2.1.1. Curva Carga vertical-deflexión (NSC).....	102
Figure 6.2.1.2. Comparativa entre el momento actuante M_k -apertura de fisura w_k (NSC)	103
Figura 6.2.2.1. Curva carga vertical-deflexión (HSC)	105
Figura 6.2.2.2. Comparativa entre momento actuante M_k -apertura de fisura w_k (HSC).	106
Figura 6.2.3.1. Curva Carga vertical-deflexión (SCC).....	107
Figura 6.2.3.2. Comparativa entre momento actuante M_k -apertura de fisura w_k (SCC).	108
Figura 6.5.1.1. Distorsión de paneles no prefisurados (valores medios).....	115

Figura 6.5.1.2. Apertura de fisura por rasante en paneles no prefisurados	116
Figura 6.5.1.3. Distorsión de paneles no prefisurados (NSC).	117
Figura 6.5.1.4. Distorsión de paneles no prefisurados (HSC)	118
Figura 6.5.1.5. Distorsión de paneles no prefisurados(SCC).	119
Figura 6.5.2.1. Distorsión en paneles prefisurados (valores medios).	120
Figura 6.5.2.2. Distorsión de paneles prefisurados (NSC)	121
Figura 6.5.2.3. Distorsión de paneles prefisurados (HSC).	122
Figura 6.5.2.4. Distorsión de paneles prefisurados (SCC).	123
Figura 7.1.1. Esquema del proceso de cálculo y alimentación de datos de cargas equivalentes para el modelo de shells.	127
Figura 7.2.1. Esquema de la sección estándar (unidades en m).	129
Figura 7.2.2. Esquema de la sección de transición (unidades en m).	129
Figura 7.5.1.1. Flecha inicial δ_0 debida a la carga de 14.124 kN/m.	134
Figura 7.5.1.2. Reacciones a tiempo (R_∞) infinito debidas a la fluencia del hormigón.	134
Figura 7.5.1.3 Conversión realizada por el programa Midas Civil del pretensado en cargas equivalentes.	135
Figura 7.5.1.4. Diagrama explicativo de las pérdidas instantáneas por penetración de cuña en el programa Midas Civil.	136
Figura 7.5.1.5. Representación del modelo de elementos finitos en Midas Civil, con elementos tipo viga, para calibrar el cálculo de las pérdidas instantáneas.	138
Figura 7.5.1.6. Comparativa entre pérdidas por penetración de cuña calculadas con el Midas Civil y según la norma EHE 08.	140
Figura 7.5.1.7. Parámetros de cálculo de la fluencia y la retracción en el modelo de calibración de Midas Civil.	141
Figura 7.6.1.1. Modelización de la cimbra, las fases previas y la fase en ejecución.	143
Figura 7.6.1.2. Peso de la losa superior soportado por la cimbra para luces de 55 m de luz y diferentes relaciones de rigidez.	143
Figura 7.6.1.3. Reparto de momentos flectores debidos al peso de la losa superior entre la cimbra y la "U", en vanos de 35 m de luz y $EI_c/(EI_c+EI_U)=0.66$	144
Figura 7.6.1.4. Reparto de momentos flectores debidos al peso de la losa superior entre la cimbra y la "U", en vanos de 55 m de luz y $EI_c/(EI_c+EI_U)=0.909$	144
Figura 7.6.1.5. Esquema de la cimbra y el tablero para el cálculo de la interacción en el viaducto de Moutas con la secuencia tradicional.	146
Figura 7.6.1.6. Dimensiones, en cm, de un cuchillo de la cimbra.	146
Figura 8.1. Secuencia explicativa del paso de tensiones en tendones a tensiones en elementos Shell.	155
Figura 9.1.1.1. Posiciones de las secciones estudiadas en el tablero.	156
Figura 9.2.1. Elementos de la sección.	171
Figura 9.3.1.1. Tensiones longitudinales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).	180
Figura 9.3.1.2. Tensiones longitudinales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).	181

Figura 9.3.1.3. Compresiones máximas en el tablero (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	181
Figura 9.3.1.4. Tensiones transversales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	182
Figura 9.3.1.5. Tensiones transversales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	182
Figura 9.3.1.6. tensiones longitudinales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el comienzo de la situación de servicio del viaducto).	183
Figura 9.3.1.7. Tensiones longitudinales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el comienzo de la situación de servicio del viaducto).	183
Figura 9.3.1.8. Compresiones máximas en el tablero (tiempo en días desde el comienzo de la situación de servicio del viaducto).....	184
Figura 9.3.1.9. Tensiones transversales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el comienzo de la situación de servicio del viaducto).	184
Figura 9.3.1.10. Tensiones transversales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el comienzo de la situación de servicio del viaducto).	185
Figura 9.3.2.1. Tensiones longitudinales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	185
Figura 9.3.2.2. Tensiones longitudinales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	186
Figura 9.3.2.3. Compresiones máximas en el tablero (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	186
Figura 9.3.2.4. . Tensiones transversales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	187
Figura 9.3.2.5. Tensiones transversales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	187
Figura 9.3.2.6. Desplazamiento horizontal transversal de los nudos de la sección centro de luz de vano S-1.1.	188
Figura 9.3.2.7. Tensiones longitudinales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	188
Figura 9.3.2.8. Tensiones longitudinales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	189
Figura 9.3.2.9. Compresiones máximas en el tablero (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).....	189
Figura 9.3.2.10. Tensiones transversales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	190
Figura 9.3.2.11. Tensiones transversales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	190
Figura 9.3.3.1. Tensiones longitudinales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	191
Figura 9.3.3.2. Tensiones longitudinales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	191
Figura 9.3.3.3. Compresiones máximas en el tablero (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	192

Figura 9.3.3.4. Tensiones transversales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	192
Figura 9.3.3.5. Tensiones transversales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	193
Figura 9.3.3.6. Deformación horizontal transversal máxima en la sección de centro de luz del tablero.....	193
Figura 9.3.3.7. Tensiones longitudinales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	194
Figura 9.3.3.8. Tensiones longitudinales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	194
Figura 9.3.3.9. Compresiones máximas en el tablero (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).....	195
Figura 9.3.3.10. Tensiones transversales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	195
Figura 9.3.3.11. Tensiones transversales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	196
Figura 9.3.4.1. Tensiones longitudinales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	197
Figura 9.3.4.2. Tensiones longitudinales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	198
Figura 9.3.4.3. Compresiones máximas en el tablero (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	198
Figura 9.3.4.4. Tensiones transversales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	199
Figura 9.3.4.5. Tensiones transversales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el inicio de la construcción del viaducto).....	199
Figura 9.3.4.6. Deformaciones horizontales transversales máximas.	200
Figura 9.3.4.7. tensiones longitudinales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	200
Figura 9.3.4.8. Tensiones longitudinales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	201
Figura 9.3.4.9. Compresiones máximas en el tablero (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).....	201
Figura 9.3.4.10. Tensiones transversales máximas en la fibra superior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	202
Figura 9.3.4.11. Tensiones transversales máximas en la fibra inferior (tiempo en días desde el comienzo de la entrada en servicio del viaducto).	202

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.2.1. Ciclo de ejecución de la secuencia tradicional en 2 semanas por vano. Tabla cortesía de Mecanotubo.	22
Tabla 2.2.2. Ciclo de ejecución de la secuencia tradicional en 1 semana por vano. Tabla cortesía de Mecanotubo.	22
Tabla 2.3.1. Proceso con la nueva sección evolutiva a razón de dos semanas por vano. Tabla cortesía de Mecanotubo.	27
Tabla 2.3.2. Proceso con la nueva sección constructiva a razón de una semana por vano, tal y como se ha venido realizando hasta ahora. Tabla cortesía de Mecanotubo.	32
Tabla 2.3.3. Cuadro de Viaductos construidos con la nueva sección evolutiva, según orden cronológico	36
Tabla 2.4.1. Soluciones dadas en los distintos viaductos a los diferentes problemas planteados.	61
Tabla 5.1.1.1. Nombres de los tests realizados	79
Tabla 5.1.2.1. Dosificación de los diferentes tipos de hormigón(kg por m ³).....	83
Tabla 5.1.2.2. Resultados de f_{cm} en los diferentes tipos de hormigón.....	84
Tabla 5.1.2.3. Resultados de Cono de Abrams para hormigones NSC y HSC	84
Tabla 5.1.2.4. Resultados de los tests de caracterización del hormigón autocompactante (SCC).	85
Table 5.2.1.1. Nombre de los tests	91
Tabla 6.1.1.1. Resultados teóricos previstos para los diferentes hormigones.	99
Tabla 6.1.2.1. Momentos críticos de fisuración para cada clase de hormigón.....	99
Tabla 6.2.1. Comparativa entre momentos críticos de fisuración teóricos y reales.	101
Tabla 6.2.1.1 Comparativa entre apertura de fisura real y la predicha teóricamente (M_{crit} modified). (NSC).....	104
Tabla 6.2.2.1. Comparativa entre apertura de fisura real y la predicha teóricamente (M_{crit} modified). (HSC).....	106
Table 6.2.3.1. Comparativa entre apertura de fisura real y la predicha teóricamente (M_{crit} modified). (SSC)	108
Tabla 6.3.1. Comparativa ELU (rotura) entre resultados teóricos y reales.....	110
Tabla 6.4.1.1. Comparativa entre la rotura teórica y la obtenida en los tests.....	113
Tabla 7.1.1. Descripción de la duración y variación del coeficiente de fluencia de las seis últimas fases constructivas de los modelos.	128
Tabla 7.2.1. Propiedades mecánicas de cada sección en función de la secuencia constructiva.	130
Tabla 7.5.1.1. Coordenadas del tendón equivalente respecto al centro de gravedad de la sección.	139
Tabla 7.5.1.2. Comparación de pérdidas instantáneas entre el Midas Civil y los cálculos realizados a mano según la normativa EHE-08.....	139
Tabla 7.5.1.3. Comparativa de pérdidas diferidas a tiempo infinito entre el modelo de Midas Civil y los cálculos según la normativa EHE 08 (para distintas secciones, a 26, 42 y 52 m del estribo).....	141

Tabla 7.6.1.1. Carga vertical transmitida a 2.4 metros detrás del frente de fase por el cuelgue de la cimbra para cada acción actuante.	147
Tabla 9.1.1.1. Fletores últimos de la sección, abierta y cerrada (kNm).	159
Tabla 9.1.1.2. Esfuerzos ELU en secciones del puente.	160
Tabla 9.1.2.1. Fletores últimos de la sección, abierta y cerrada (kNm)	163
Tabla 9.1.2.2. Esfuerzos ELU en diferentes secciones.	163
Tabla 9.1.3.1. Fletores últimos de la sección, abierta y cerrada (kNm)	166
Tabla 9.1.3.2. Esfuerzos ELU en diferentes secciones.	167
Tabla 9.1.4.1. Fletores últimos de la sección, abierta y cerrada (kNm)	170
Tabla 9.1.4.2. Esfuerzos ELU en distintas secciones.	170
Tabla 9.2.1.1. Esfuerzos pésimos en las fases constructivas.	172
Tabla 9.2.1.2. Esfuerzos pésimos durante el servicio.....	173
Tabla 9.2.2.1. Esfuerzos pésimos en las fases constructivas.	174
Tabla 9.2.2.2. Esfuerzos pésimos durante el servicio.....	175
Tabla 9.2.3.1. Esfuerzos pésimos en las fases constructivas.	176
Tabla 9.2.3.2. Esfuerzos pésimos durante el servicio.....	177
Tabla 9.2.4.1. Esfuerzos pésimos en las fases constructivas.	178
Tabla 9.2.4.2. Esfuerzos pésimos durante el servicio.....	179

BIBLIOGRAFÍA

- European Committee for Standardization Eurocode 1. (1998). *Eurocode 1. UNE-ENV 1991. Eurocode 1. Actions on structures*. Brussels.
- UNE 36068:94. (1994). *Carga unitaria de rotura, sección media equivalente, límite elástico*. Aenor.
- UNE 36094:97. (1997). *Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado*. Aenor.
- ACHE. (2005). *Diseño y utilización de cimbras*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- ACI 318-05. (2005). *ACI 318-05. Building Code Requirements for structural concrete*. American Concrete Institute.
- Aparicio, A., & Ramos, G. (2004). *estudio de viabilidad técnica de construcción vano a vano de viaductos continuos para ferrocarril con sección transversal evolutiva*. Barcelona: Centro de Transferencia tecnológica de la UPC para Mecanotubo S.A.
- Bruggeling, A., & Huyge, G. (1991). *Prefabrication with concrete*. Rotterdam: A.A. balkema.
- BSI. (1996). *DD ENV 1992-1-3. Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1.3: general rules- precast concrete elements and structures*. British Standards Institution.
- BSI. (1997). *BS8110. Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction*. British Standard Institution.
- Caglar, N. (2009). Neural network based approach for determining the shear strength of circular reinforced concrete columns. *Construction and Building Materials, V 23, issue 10, 3225-3232*.
- Casado, M.C; Servicios Informáticos U.C.M. (2011). *Manual Basico de Matlab*. Recuperado el 3 de March de 2011, de http://www.sisoft.ucm.es/Manuales/MATLAB_r2006b.pdf
- CEB-FIP. (1993). *Model Code 1990*. London: Thomas Telford Ltd.
- CEB-FIP. (2000). *Bulletin 10. Bond of reinforcement in concrete*. Stuttgart: Sprint-Druck.
- Charuchaimontri, T., Senjuntichai, T., Ozbolt, J., & Limsuwan, E. (2008). Effect of lap reinforcement in link slabs of highway bridges. *Engineering Structures, volume 30. (2), 546-560*.
- Chen, G., Cheng, J., & Teng, J. (2010). On finite element modelling of RC beams shear-strengthened with FRP. *Construction and Building Materials*.
- Colalillo, M., & Sheikh, S. (2011). Seismic retrofit of shear critical reinforced concrete beams using CFRP. *Construction and Building Materials* .

- Comisión Permanente del Hormigón, EHE. (1998). *EHE-98. Instrucción del Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Comisión Permanente del Hormigón, EHE. (2008). *Instrucción del hormigón estructural*. Ministerio de Fomento.
- Council. (29 de June de 1989). Council Directive 89/391/CEE of 12 June 1989 on the introduction of measures to encourage improvements in the safety and health of workers at work. *Official Journal L 183, 29/06/1989, 0001-0008*.
- Council. (26 de August de 1992). Council Directive 92/57/CEE, of 24 June on the implementation of minimum safety and health requirements at temporary or mobile construction sites. *Official Journal L245, 26/08/1992, 0006-0022*.
- Crespo, J., Glez. de Cangas, J., & Lorenzo, D. (2008). *Viaducto del río Moutas*. IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural.
- Daebritz, M., & Lee, M. (2010). Span by span movable scaffolding systems. *IABSE WG 6. State of art of bridge deck erection. Safe and efficient use of special equipment*. Singapore: IABSE.
- Deutsches Institut für Normung. DIN 1045. (1988). *DIN 1045, Beton und Stahlbrton, Bemessung und Ausführung*. Berlin.
- Diaz de Terán, J., Turmo, J., Jorquera, J., Barragán, B., Ramos, G., & Aparicio, A. (2013.1). Optimization of in situ construction of concrete decks: Flexure tests of compact splices of reinforcement between phases. *Construction and Building Materials, V41*, 191-203.
- Diaz de Terán, J., Turmo, J., Jorquera, J., Barragán, B., Ramos, G., & Aparicio, A. (2013.2). Shear-off strength of compact reinforcement splicing for improved construction of in situ concrete structures. *Construction and Building Materials*.
- Dragosavic, M., Beukel, A., & Gijbers, F. (1975). Loop connections between precast concrete components loaded in bending. *Heron (Delft), V. 20. N°3.*, 3-36.
- EN-12350-10:2010. (2010). Testing Fresh Concrete-Part 10: Self compacting concrete-L box test.
- EN-12350-12:2010. (2010). Testing Fresh Concrete-Part 12: Self compacting concrete-J ring test.
- EN-12350-8:2010. (2010). Testing Fresh Concrete-Part 8: Self compacting concrete-slump flow test.
- EN-12350-9:2010. (2010). Testing fresh Concrete-Part 9: Self compacting concrete-V funnel test.
- EN-12390-1:2000. (2000). Ensayos sobre hormigón endurecido. Parte 1: Forma, medidas y otras características de los moldes y probetas.

- EN-12390-2:2009. (2009). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia.
- EN-12390-3:2009. (2009). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.
- EN-12390-4:2000. (2000). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 4: Resistencia a compresión. Características de las máquinas de ensayo.
- European Committee for Standardization Eurocode 2. (2004). *UNE-ENV 1992-1-1. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1. general rules and rules for buildings*. Brussels.
- Formwork and Falsework for heavy Construction. FIB Bulletin 48.* (s.f.). FIB.
- French, C., Shield, C., & Smith, M. (s.f.). *Public Work Research Institute*. Recuperado el 25 de May de 2013, de <http://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/24/24-10-2catherine%20e.%20french.pdf>
- Godat, A., Labossière, P., & Neale, K. (2011). Numerical investigation of the parameters influencing the behaviour of FRP shear-strengthened beams. *Construction and Building Materials*.
- González, F., & Alcalá, J. (2008). *Viaducto sobre el barranco de Magallán en la autovía A 23 Sagunto-Somport*. IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural.
- González-Fonteboa, B., Martínez-Abella, F., Martínez-Lage, I., & Eiras-López, J. (2009). Structural shear behaviour of recycled concrete with silica fume. *Construction and Building Materials*, V 23, issue 11, 3406-3410.
- Gotthard, F., & Timm, G. (1973). Tests with hooks and overlap joints in slabs subjected to bending stresses. *Dtsch. Ausschuss Stahlbeton*, 226, 23-54.
- Hao, J. (2004). STRUCTURAL BEHAVIOUR OF PRECAST COMPONENT JOINTS WITH LOOP CONNECTION.
- Hofbeck, J., Ibrahim, J., & Mattock, A. (1969). Shear transfer in Reinforced Concrete. *ACI Journal Proceedings*, V 66, N°2, 119-128.
- Hon, C. (2001). Connections for precast components. *Bachelor of Engineering (Civil) Dissertation. National University of Singapore*.
- Hsu, T., Mau, S., & Chen, B. (1987). Theory of shear transfer of reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, V 84, N° 2., 149-160.
- IAP-11. (2011). *Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Fomento.
- IAP-98. (1998). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Fomento.

- Johnson, M., & Ramirez, J. (1989). Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher-Strength Concrete. *ACI Structural Journal*, V 86, nº 4, 367-382.
- Kaneko, Y. (1992). *Modelling of Shear off Failure of concrete: Fracture Mechanics Approach*. Massachusetts Institute of Technology.
- Khan, M., Prasad, J., & Abbas, H. (2010). Shear strength of RC beams subjected to cyclic thermal loading. *Construction and Building Materials*, V 24, issue 10, 1869-1877.
- Kwak, H., & Son, J. (2006). Determination of design moments in bridges constructed with a movable scaffolding system (MSS). *Computers and Structures*, 84, 2141-2150.
- Leonhardt, F. (1977). *Estructuras de hormigón armado*. madrid: El Ateneo.
- Leonhardt, F. (1994). *Brücken/Bridges (4th edition)*. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt.
- Leonhardt, F., Walter, R., & Dieterle, H. (1973). Tests for evaluating the tensile strength of loop joints. . *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Bulletin nº 226*, 1-22.
- Lok, P. (2000). Connections of precast components. *Bachelor of Engineering (Civil) Dissertation, National University of Singapore*.
- Loov, R., & Patnaik, A. (1994). Horizontal shear strength of composite beams with a rough interface. *Journal of Prestressed Concrete Institute V 39, Nº1*, 48-69.
- Lu, X., Chen, J., Ye, L., Teng, J., & Rotter, J. (2009). RC beams shear-strengthened with FRP: Stress distributions in the FRP reinforcement. *Construction and Building Materials*, V 23, issue 4, 1544-1554.
- Manterola, J. (2006). *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Mattock, A. (1994). Effectiveness of loop anchorage for reinforcement in precast concrete members. *P.C.I. J 39*, 56-68.
- Mattock, A. (2001). Shear friction and high strength concrete. *ACI Structural Journal 98*, nº 1, 50-59.
- Mattock, A., & N.M., H. (1972). Shear transfer in reinforced concrete-Recent research. *PCI Journal. V 17, nº 2*, 55-75.
- Mattock, A., Johal, L., & Chow, H. (1975). Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane. *PCI Journal, V 20, Nº 4.*, 76-93.
- Mau, S., & Hsu, T. (1988). readers comments on influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. *Journal of the PCI 33, Nº 1*, 166-168.
- Midas Civil. (2011). *Civil 2011. On line Manual*. Recuperado el 4 de March de 2012, de http://manual.midasuser.com/EN_TW/civil/791/index.htm

- Ministerio de Fomento. (14 de Marzo de 2007). Nota de Servicio 3/07 sobre instrucciones para la utilización de cimbras autolanzables (móviles) en la construcción de puentes de carretera. Madrid.
- Mozos, C., Caballero, A., Serrano, J., & Prieto, S. (2008). *Análisis de la optimización dle proceso constructivo de grandes viaductos de hormigón de luces medias*. IV Congreso de la Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural.
- Mphonde, A., & Frantz, G. (1984). Shear strength of high strength reinforced concrete beams. *Publication Nº CE 84-157, University of Connecticut*, 260.
- Nagle, T., & Kuchma, D. (2007). Shear transfer resistance in high strength concrete girders. *Magazine of Concrete Research*, V 59, Nº 8, 611-620.
- Ng, C. (2000). Loop connections for precast components. *Bachelor of Engineering (Civil) Dissertation. National University of Singapore*.
- Ong, K., Hao, J., & Paramasivan, P. (2005). A struct-and-tie model for ultimate loads of precast concrete joints with loop connections in tension. *Construction and Building Materials*, 20, 169-176.
- Ong, K., Hao, J., & Paramasivan, P. (2006). Flexural behavior of precast joints with horizontal loop connections. *Structural Journal*, 103, 664-671.
- Oñate, E. (1995). *Cálculo de Estructuras por el método de los elementos finitos. Análisis estático y lineal*. Barcelona: CIMNE.
- Pacheco, P., Fonseca, A. A., & Coelho, H. (2008). La evolución de las autocimbras. Nuevas necesidades y nuevas soluciones. *IV Congreso de la Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural*.
- Pacheco, P., Fonseca, A., Resende, A., & Campos, R. (14 de 8 de 2009). *Sustainability in bridge construction processes*. Recuperado el 26 de 10 de 2010, de Springerlink.com: www.springerlink.com
- Pascual, J., & Viartola, L. (2005). *Viaducto sobre el rio Genil, en la LAV Córdoba-Málaga*. III Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural.
- Pérez-Fadón, S. (2004). Construcción de viaductos para líneas de FFCC. Tableros empujados. *Revista de Obras Públicas*, 47-52.
- Podolny, W., & Muller, J. M. (1982). *Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges*. New York: John Wiley&Sons.
- Polak, M., & Dubas, J. (1996). Shear design of high strength concrete beams-Canadian Code perspective. *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol 23, 809-819.
- Povoas, A. (2006). A modern Concept of Movable Scaffolding System. *Advances in Bridge Maintenance, Safety Management and Life Cycle Performance. Proceedings of the*

Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and management.
Porto.

- Quintero, F., & Cudós, V. (1995). *Estructuras Metálicas*. Madrid: Escuela de la Edificación, UNED.
- Rahal, K. (2000). Shear Strength of reinforced concrete, Part II: Beams subjected to shear, bending moment and axial loads. *ACI Structural Journal*, N° 2. , 219-224.
- Rahal, K. (2010.1). Shear transfer capacity of reinforced concrete. *Proceedings of the tenth International Conference on Computational Structures Technology*. Stirlingshire, Scotland: Civil-Comp Press.
- Rahal, K. (2010.2). Shear transfer strength of reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, V 107, N° 4, 419-426.
- Rizzo, A., & De Lorenzis, L. (2009). Modeling of debonding failure for RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement. *Construction and Building Materials*, V 23, issue 4, 1568-1577.
- Rosenthal, H., & Shimoni, J. (1978). Bending behaviour of a double-loop connection between precast concrete slabs. *Concrete International: Design&Construction*. Vol 6. N° 11., 30-34.
- Rosignoli, M. (2002). *Bridge Launching*. London: Thomas Telford Publishing.
- Ryu, H., Kim, Y., & Chang, S. (2005). Control crack of a continuous composite two girder bridge with prefabricated slabs under static and fatigue loads. *Engineering Structures*, 27 (11), 1613-1624.
- Ryu, H., Kim, Y., & Chang, S. (2006). *Experimental study on static and fatigue strength of loop joints*. Engineering Structures.
- SEOPAN, Comisión Tecnológica. (2007). *Manual de Diseño y Uso de Cimbras Autolanzables*. Confederación Nacional de la Construcción.
- Sundarraja, M., & Rajamohan, S. (2009). Strengthening of RC beams in shear using GFRP inclined strips- An experimental study. *Construction and Building Materials*, V 23, issue 2, 856-864.
- Tahir, M., Shek, P., & Tan, C. (2009). Push off tests on pin connected shear studs with composite steel-concrete beams. *Construction and Building Materials*, V 23, issue 9, 3024-3033.
- Tamayo, P. G., & Quell, E. B. (2009). Estructuras auxiliares provisionales de obra. *ENLLAÇ, BUTLLETÍ INFORMATIU DEL COL·LEGI D'ENGINYERS TÈCNICS D'OBRES PÚBLIQUES DE CATALUNYA*, 20-22.

- Thanoon, W., Yardim, Y., Jaafar, M., & Noorzai, J. (2010). Development of interlocking mechanism for shear transfer in composite floor. *Construction and Building Materials*, V 24, issue 12, 2604-2611.
- Turmo, J., Ramos, G., Serrano, J., Mozos, C., Aparicio, A., Prieto, S., et al. (2008). *Implicaciones estructurales de la reducción del camino crítico en la construcción de viaductos de hormigón de luces medias: ensayos*. IV Congreso de la Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural.
- Viertola, L. (2004). Puentes de ferrocarriles empujados. Aspectos constructivos. *Revista de Obras Públicas*, 3445, 55-64.
- Villalba, S. (2010). *Diseño y validación experimental de uniones mediante superposición de lazos en viaductos de hormigón de sección transversal evolutiva. Optimización dle proceso constructivo*. Barcelona.
- Villalba, S., Casas, J., & Aparicio, A. (2008). Diseño y validación experimental de uniones mediante superposición con lazos en viaductos de hormigón de sección transversal evolutiva. Optimización del proceso constructivo. *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural*.
- Wafa, F., Ashour, S., & Asanain, G. (1994). Shear behavior of reinforced high strength concrete beams without shear reinforcement. *Engineering Journal of Qatar University*, vol 7, 91-113.
- Walraven, J., & Stroband, J. (1994). Shear friction in high strength concrete, high performance concrete. *SP-149. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich*, 311-330.
- Walraven, J., Frenay, J., & Pruijssers, A. (1987). Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. *Journal of the PCI*, 32, N° 1., 66-84.
- Wang, X., Gao, X., Li, B., & Deng, B. (2011). Effect of bond and corrosion within partial length on shear behaviour and load capacity of RC beam. *Construction and Building Materials*, V 25, issue 4, 1812-1823.
- Xanthakos, P. P. (1994). *Theory and design of bridges*. New York: John Wiley&Sons.
- Yang, H., Kim, G., & Yang, H. (2011). Shear behavior of continuous reinforced concrete T-beams using wire rope as internal shear reinforcement. *Construction and Building Materials*, V 25, Issue 2, 911-918.
- Yeo, S. (1999). Loop connections for precast components. *Bachelor of Engineering (Civil) Dissertation. National University of Singapore*.
- Zalesov, A., Kirillov, A., Rubin, O., & Sleznev, S. (1989). Calculation of the strength and design of weldless loop and linear anchor joints in combined precast in situ reinforced concrete members. *Hydrotechn Construct*, 23 (2) 120-128.
- Zienkiewicz, O. (1977). *El método de los elementos finitos*. Reverté.

Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (1994). *El método de los elementos finitos. Formulación básica y problemas lineales*. McGraw-Hill.

Acta de calificación de tesis doctoral

Curso académico:

Nombre y apellidos

DNI / NIE / Pasaporte

Programa de doctorado

Unidad estructural responsable del programa

Resolución del Tribunal

Reunido el Tribunal designado a tal efecto, el doctorando / la doctoranda expone el tema de la su tesis doctoral titulada

_____.

Acabada la lectura y después de dar respuesta a las cuestiones formuladas por los miembros titulares del tribunal, éste otorga la calificación:

APTA/O NO APTA/O

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidente/a		Secretario/a	
(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Vocal	Vocal	Vocal	Vocal

_____, _____ de _____ de _____

El resultado del escrutinio de los votos emitidos por los miembros titulares del tribunal, efectuado por la Escuela de Doctorado, a instancia de la Comisión de Doctorado de la UPC, otorga la MENCIÓN CUM LAUDE:

SÍ NO

(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Presidenta de la Comisión de Doctorado	Secretaria de la Comisión de Doctorado

Barcelona a _____ de _____ de _____