**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
MADRID**

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE TABLEROS
DE OBRAS DE PASO DE CARRETERA EJECUTADOS
CON PLACA ALVEOLAR PRETENSADA**

TESIS DOCTORAL

VALENTÍN MORENO PADILLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2017

© Valentín Moreno Padilla

Trabajo concluido el día 18 de junio.

MMXVII AD

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS
CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE TABLEROS
DE OBRAS DE PASO DE CARRETERA EJECUTADOS
CON PLACA ALVEOLAR PRETENSADA**

Tesis doctoral presentada como requisito parcial para optar al título de:

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

VALENTÍN MORENO PADILLA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Directores

LUÍS ALBAJAR MOLERA

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

CARLOS ZANUY SÁNCHEZ

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2017

Tribunal nombrado por el Magnífico y Excmo. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día de de 20

Presidente:

Vocal:

Vocal:

Vocal:

Secretario:

Suplente:

Suplente:

Realizado el acto de defensa y lectura de la Tesis el día de de 20 en la Escuela Técnica superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la UPM.

Calificación:

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

Al que supo verlo.
A quienes creyeron en mí.
A quienes me acompañan.

Índice

	Pág.
Resumen	V
Abstract	IX
Agradecimientos	XI
Lista de figuras.....	XIII
Lista de tablas	XVI
Lista de Símbolos y abreviaturas	XVII
Capítulo 1. Introducción	1
1.1 Motivación.....	2
1.2 Objetivos	3
1.3 Estructura de la Tesis y metodología	3
Capítulo 2. Estado del Arte	5
2.1 Antecedentes.....	5
2.2 Morfología de tableros	7
2.2.1 Placas y Juntas	9
2.2.2 Capa de reparto.....	11
2.2.3 Elementos de atado perimetral.....	11
2.2.4 Armadura pasiva	12
2.2.4.1 Capa de reparto.....	12
2.2.4.2 Juntas longitudinales	12
2.2.4.3 Elementos de atado perimetral.....	13
2.3 Ámbitos de luces	13
2.3.1 Luces entre 5 y 10m	13
2.3.2 Luces entre 10 y 15m	14
2.3.3 Luces entre 15 y 20m	14
2.4 Modelización de forjados de placa alveolar pretensada	15
2.4.1 Modelos basados en ábacos	15
2.4.2 Modelos de elementos finitos de tipo losa	16

Análisis del Comportamiento de Tableros de Obras de Paso de Carretera Ejecutados con Placa Alveolar Pretensada

2.4.3	Modelos de elementos finitos de tipo barra	18
2.4.3.1	Variables de gobierno de la junta	19
2.5	Análisis comparativo de los métodos de modelización de forjados de placa alveolar pretensada.....	21
2.6	Modelización tradicional de tableros de placa alveolar.....	24
2.7	Calibración de herramientas de modelización	25
2.7.1	Modelos de elementos finitos de tipo lámina.....	26
2.7.2	Modelos de elementos finitos de tipo barra y nodos esclavos (modelo sueco)	26
Capítulo 3.	Análisis de un tablero tipo	29
3.1	Morfología del tablero tipo	29
3.2	Propuesta de un modelo híbrido.....	30
3.3	Bases de cálculo	32
3.3.1	Acciones	32
3.3.2	Hipótesis de carga.....	33
3.3.3	Comportamiento de los materiales	36
3.3.4	Proceso constructivo	36
3.4	Comprobaciones de ELS	36
3.5	Comprobaciones de ELU	38
3.5.1	Tensiones normales	38
3.5.1.1	Placas.....	38
3.5.1.2	Capa de reparto	39
3.5.2	Cortante en placas.....	41
3.5.3	Torsión en placas	43
3.5.4	Cortante en juntas longitudinales	46
Capítulo 4.	Estudio de las tensiones rasantes	49
4.1	Introducción y objetivos.....	49
4.2	Análisis del estado actual del conocimiento	51
4.2.1	Antecedentes.....	51
4.2.2	Actualidad. Normativas en vigor.....	54
4.2.2.1	EHE-08	54
4.2.2.2	Eurocódigo-2.....	56
4.2.2.3	ACI 318-11.....	57
4.2.3	Ensayos recientes a tensiones rasantes	58
4.2.3.1	Programa de ensayos	58
4.2.3.2	Metodología	58
4.2.3.3	Resultados	59
4.2.4	Ensayos recientes a tensiones de despegue.....	62
4.2.4.1	Programa de ensayos	62

Análisis del Comportamiento de Tableros de Obras de Paso de Carretera Ejecutados con Placa Alveolar Pretensada

4.2.4.2 Metodología.....	63
4.2.4.3 Resultados.....	63
4.3 Caracterización de la interfaz	64
4.3.1 Modelo mecánico de la junta.....	65
4.3.2 Resistencia y rigidez frente a tensiones tangenciales.....	67
4.3.3 Resistencia y rigidez frente a tensiones normales.....	69
4.4 Nuevo modelo global.....	74
4.5 Estrategia de implementación de la interfaz	75
4.5.1 Modelo aislado frente a modelo global.....	76
4.6 Resultados	77
4.6.1 Calendario I	79
4.6.2 Calendario II.....	92
Capítulo 5. Conclusiones y líneas futuras de investigación	101
5.1 Introducción	101
5.2 Conclusiones.....	102
5.2.1 Estado del arte	102
5.2.1.1 Contexto.....	102
5.2.1.2 Sistemas de modelización.....	102
5.2.2 Análisis de un tablero tipo.....	103
5.2.3 Estudio de las tensiones rasantes	103
5.3 Trabajos futuros	105
Capítulo 6. Conclusions and future work	107
6.1 Introduction.....	107
6.2 Conclusions.....	107
6.2.1 State of the art.....	107
6.2.1.1 Context.....	107
6.2.1.2 Modeling systems	108
6.2.2 Analysis of a typical bridge deck	108
6.2.3 Study of the shear stresses in the interface.....	109
6.3 Future work.....	110
Bibliografía.....	113
ANEXOS.....	117
A. Calibración de herramientas de modelización	119
B. Estrategia de aislamiento de la capa de reparto.....	131

Resumen

Desde finales del siglo pasado se viene registrando un creciente, aunque discreto, interés por el empleo de placas alveolares pretensadas en ámbitos de la construcción no necesariamente relacionados con los forjados convencionales o los elementos de cerramiento donde su empleo es profuso. Cubrición de canales, muros de contención o tableros de obras de paso son entre otros algunos ejemplos del intento de diversificar el uso de las mismas.

La particular extrapolación a la ejecución de tableros de obras de paso de carreteras en ámbitos de luces cortas, hasta 20m de luz, ha sido y sigue siendo una práctica con cierta presencia aunque nunca comparable en número a las realizadas con otras tipologías. Carreteras secundarias o caminos con poca intensidad de tráfico son los principales ámbitos de aplicación.

La placa alveolar es un producto de excelente calidad puesto que es un elemento prefabricado y además es pretensada. Se conoce su comportamiento de una manera muy precisa para un determinado ámbito de aplicación, los forjados. En una primera aproximación, las similitudes entre los forjados y los tableros de obras de paso son evidentes. Cargas repartidas uniformemente o puntuales actuando perpendicularmente al plano de los elementos ó acciones horizontales provocadas por sobrecargas, sismos o deformaciones impuestas. Existe suficiente conocimiento teórico como para comenzar a caminar en la investigación del nuevo ámbito de aplicación a pesar de que la excentricidad de las acciones sobre los puentes es mucho más elevada.

La morfología básica para la ejecución de tableros de obras de paso está compuesta por una serie de placas, habitualmente en número de 6 a 10, que se disponen yuxtapuestas según el sentido de circulación y simplemente apoyadas en sus extremos sobre elastómeros corridos sin zunchar. Posteriormente se hormigona in situ una capa de reparto que a su vez rellena el espacio entre placas, las juntas longitudinales, materializando llaves de cortante capaces de transmitir esfuerzos entre placas contiguas.

Los modelos de cálculo de esfuerzos de forjados de placas alveolares están basados en simplificaciones de la teoría de la elasticidad suponiendo una colaboración transversal entre placas alveolares siempre y cuando se respeten una serie de condiciones de indeformabilidad horizontal del conjunto. Las placas se suponen como elementos isótropos ó anisótropos y las juntas longitudinales como rótulas. El inconveniente es que estos modelos no recogen el efecto de la capa de reparto y por tanto hay que avanzar en las herramientas de modelización para poder representar el tablero estándar.

Los modelos de cálculo habitualmente utilizados para la obtención de esfuerzos en este tipo de tableros se basan en el método del emparrillado plano. Longitudinalmente se disponen barras que representan la sección compuesta de la placa más la capa de reparto tributaria; transversalmente se disponen barras que representan la capa de reparto. El método tiene un inconveniente. No es demasiado preciso para establecer la magnitud de los esfuerzos de torsión que actúan sobre las placas porque es incapaz de representar el efecto del espesor de las mismas, el cual influye de manera notable sobre el reparto transversal de esfuerzos.

La poca capacidad resistente a torsión de las placas alveolares motivada por la imposibilidad de colocar armadura en forma de cercos dentro de las mismas durante el proceso de fabricación supone una limitación a la aplicación de las mismas. Los esfuerzos de torsión de un tablero

sometido a acciones de tráfico son, a priori, mayores que los de un forjado. Los ensayos de laboratorio sobre torsión pura en placas alveolares no aportan resultados muy halagüeños. Las resistencias a torsión son muy bajas y además las roturas son frágiles.

Por otra parte, las tensiones rasantes generadas por las sobrecargas de tráfico y las deformaciones impuestas sobre la junta entre placas y capa de reparto no pueden ser absorbidas únicamente por la cohesión entre hormigones a la luz de los cálculos realizados con las normativas en vigor ya sean Eurocódigos, ACI o EHE-08. Teóricamente es necesario colocar una armadura suplementaria en las juntas longitudinales entre placas para poder coser de alguna manera la capa de reparto a las placas.

Sea como fuere, a pesar de los aparentes problemas descritos, algunas administraciones se muestran favorables al empleo de este sistema máxime cuando los tableros ejecutados no presentan problemas en servicio. Sin embargo, siguen sin existir recomendaciones o normativas que amparen el uso de esta tipología pero lo más importante, y este es el objetivo de este trabajo, es que falta una explicación rigurosa del buen comportamiento observado lo cual es fundamental para poder valorar el estado de seguridad real y los límites de posibles extrapolaciones.

En la actualidad se conocen novedosos y potentes sistemas de modelización. También es posible modificar los procesos de fabricación para introducir armaduras de cosido en espera que permiten conectar placas con la capa de reparto si fuera necesario. La aplicación de las herramientas de modelización disponibles para forjados, previo análisis de la precisión de las mismas, ha permitido desarrollar un nuevo método híbrido de modelización para representar los tableros de placa alveolar pretensada. Se trata de un sistema que representa las placas alveolares mediante elementos finitos de tipo barra y la capa de reparto mediante elementos finitos de tipo lámina. Ambos elementos se conectan mediante condiciones cinemáticas que imponen la planeidad de las secciones tras deformarse estas (hipótesis de Navier) y compatibilizan los giros de torsión según la hipótesis de Saint-Venant. Las juntas longitudinales entre placas se modelizan con elementos de contacto capaces de transmitir esfuerzos de corte verticales y longitudinales así como compresiones según el plano normal a la junta. No se permiten tracciones. Por último, también se permite modelizar el efecto del espesor de las placas mediante la introducción de unos nodos llamados esclavos solidarios a cada uno de los nodos de la directriz de las placas.

Con el sistema de modelización puesto a punto se plantea su aplicación a un tablero típico de 10m de anchura y 12m de luz de vano capaz de albergar una calzada con dos carriles de 3,5m de anchura, dos aceras de un metro y pequeños espacios de 0,5m de anchura para disposición de elementos de contención. Para la modelización se emplean placas alveolares de 400mm de canto de las que existe una ingente cantidad de documentación disponible proveniente de ensayos de laboratorio a escala real. Una vez obtenidos los esfuerzos con el anterior modelo se comprueban determinados Estados Límites tanto de Servicio como Últimos representativos del comportamiento.

La introducción de una capa de reparto con el espesor adecuado junto con la incorporación del efecto del espesor de las placas hace que los esfuerzos de torsión sobre las placas disminuyan hasta casi desaparecer. Esto permite a las placas emplearse prácticamente en trabajo longitudinal haciendo desaparecer el peligro de la torsión y dando por tanto explicación, al menos en el plano teórico, al buen comportamiento observado en la práctica.

Para las comprobaciones relativas a tensiones rasantes entre hormigones se ha empleado un modelo aún más perfeccionado que contempla la introducción del pretensado de manera explícita así como la reología del sistema paso a paso en el tiempo y diferentes fases constructivas basadas en dos calendarios distintos. La interfaz de contacto se ha modelizado con elementos no lineales con leyes τ -d basadas en los últimos ensayos realizados en laboratorios de EEUU o Brasil entre otros. Los resultados han puesto de manifiesto la existencia de determinados mecanismos de redistribución interna que permiten aliviar tensiones en el entorno de los apoyos donde más peligrosas resultan de cara al despegue (peeling) resultando válida la verificación frente a tensiones

rasantes y concluyendo por tanto que con un adecuado método de modelización es posible explicar el correcto funcionamiento a pesar de las iniciales contradicciones que los métodos de cálculo habituales, o más elementales, y las normativas predicen.

Abstract

Since the end of the last century there has been a growing interest in the use of prestressed hollow core slabs (HCS) in areas of construction not necessarily related to conventional slab floors or enclosure elements where their use is profuse. Covering of ducts, retaining walls or bridge decks are some examples of the attempt to diversify the use of them.

The particular extrapolation to the execution of short span bridge deck roads, up to 20m, has been and continues being a practice with a certain presence although never comparable in number to those realized with other typologies. Secondary roads or roads with low traffic intensity are the main areas of application.

The hollow core slab is a product of excellent quality since it is a precast element and is also prestressed. The behavior is known in a very precise way for a certain field of application, slab floors. In a first approximation, the similarities between the slab floors and the bridge decks are evident. Loads distributed uniformly or punctual acting perpendicular to the plane of horizontal elements or actions caused by overloads, earthquakes or imposed deformations. There is enough theoretical knowledge to begin the investigation of the new scope.

The basic morphology for the execution of bridge decks with hollow core slabs is composed of a series of them, usually in number from 6 to 10, which are arranged juxtaposed according to the direction of circulation and simply supported at their ends on simple elastomeric bearings. Subsequently a cast in situ layer is poured which also fills the space between the longitudinal joints, materializing the shear keys capable of transmitting forces between adjacent slabs.

The calculation models of hollow core slab floor slabs are based on the theory of elasticity that involves a transversal collaboration between slabs as long as a series of conditions of horizontal undeformability of the set are respected. Slabs are assumed as isotropic or anisotropic elements and longitudinal joints are assumed to be hinges. The disadvantage is that these models do not capture the effect of the topping layer and therefore it is necessary to advance in the modeling tools to be able to represent the standard deck.

The calculation models usually used to obtain efforts in this type of bridge decks are based on the plane grillage method. Longitudinally, bars representing the composite section of the slab plus the tributary topping layer are arranged and transversally arranged bars representing the topping layer are provided. The method has a drawback. It is not too precise to establish the magnitude of the torsional stresses acting on the plates because it is unable to represent the effect of the thickness thereof, which greatly influences the transverse distribution of stresses.

The poor torsional capacity of the hollow core slabs motivated by the impossibility of placing reinforcement in the form of stirrups within them during the manufacturing process supposes a limitation to the application of the same. The torsion stresses of a bridge deck subjected to traffic actions are, a priori, greater than those of a conventional slab floor. The laboratory tests on pure torsion in alveolar plates do not give very good results. The torsion resistances are very low and also the failures are fragile.

On the other hand, the shear stresses generated by the traffic loads and the imposed deformations along the interface between the slabs and the topping layer cannot be absorbed only by the

cohesion between concretes according to the calculations made with the existing standards Eurocodes, ACI or EHE-08. Theoretically it is necessary to place an additional reinforcement in the longitudinal joints between plates in order to be able to connect the topping layer to the slabs.

In any case, despite the apparent problems described, some administrations are favorable to the use of this system especially when the executed decks do not present problems in service. However, there are still no recommendations or regulations that support the use of this typology. Nowadays, new and powerful modeling systems are known. It is also possible to modify the manufacturing processes to introduce reinforcement connections that allow to connect the slabs with the topping layer if necessary.

The application of the modeling tools available for slabs, after analyzing their accuracy, has allowed the development of a new hybrid modeling method to represent hollow core slabs bridge decks. It is a system that represents the HCS by means of beam type finite elements and the topping layer by shell type finite elements. Both elements are connected by kinematic conditions that impose the flatness of the sections after deforming them (Navier's hypothesis) and compatibilize twisting twists according to the Saint-Venant hypothesis. The longitudinal joints between plates are modeled with contact elements capable of transmitting vertical and longitudinal shear forces as well as compressions according to the plane normal to the joint. Tension is not allowed. Finally, it is also possible to model the effect of the thickness of the slabs by introducing nodes called slave nodes to each of the nodes of the alignment of the slabs.

With the modeling system developed and checked, it is proposed to be applied to a typical bridge deck of 10 m width and 12m span length capable of housing a carriageway with two lanes of 3.5 m wide, two sidewalks of one meter and small spaces of 0.5 m wide for the provision of railing elements. For the modeling, a 400 mm depth HCS is used for which there is an enormous amount of documentation available from real-scale laboratory tests. Once the efforts with the previous model have been obtained, several States Limits of both Service and Ultimate as representative of the behavior of this typology are verified.

The introduction of a casting layer with the proper thickness together with the incorporation of the effect of the thickness of the HCS causes the torsional stresses on the plates to diminish to almost disappear. This allows the slabs to be used in practically longitudinal work, thus eliminating the danger of torsion and thus explaining, at least theoretically, the good behavior observed in practice.

For the verification of the Shear limit state between slabs and topping,, an even more sophisticated model has been used, which includes the introduction of explicit prestressing tendons as elements as well as the rheology of the system step by step in time and different construction phases based on two different schedules. The contact interface has been modeled with non-linear elements with F-d laws based on the latest tests carried out in laboratories in the USA or Brazil, among others. The results have revealed the existence of certain mechanisms of internal redistribution that allow to relieve tensions in the surroundings of the supports where more dangerous result to the takeoff between elements resulting, therefore, the verification of the shear limit state as valid.

It is concluded that with an adequate method of modeling it is possible to explain the correct behavior of this type of decks despite the initial contradictions that the calculation methods and the regulations predict.

Agradecimientos

Las intenciones que una persona pueda tener no son nada sin el adecuado conjunto de posibilidades que permitan desarrollar el asunto pretendido. Y aún así, el producto cruzado de intenciones y posibilidades no siempre garantiza un resultado satisfactorio. En este caso, a Dios gracias, no ha sido así. Todo ha salido según lo previsto.

Desde las primeras letras en párvulos con la Señorita Marina hasta las últimas conclusiones de este trabajo con los Profesores Albajar y Zanuy no he parado de recibir posibilidades a lo largo de mi vida. Por suerte, o más bien por voluntad divina creo yo, todas esas posibilidades se han cruzado con mis intenciones para acabar conformando el trabajo que a continuación se escribe.

Personalmente esta tesis supone la culminación de un camino largo y difícil pero, más allá de eso, representa el triunfo de la perseverancia sobre todas las circunstancias. Valor inmutable que permite al ser humano seguir sobre la faz de este planeta.

Imprescindible en el camino fue mi abuelo, el cual, cuando yo contaba con cinco años de edad, me explicaba con toda suerte de detalles la forma de construir los puertos. Era sorprendente ver cómo el hombre podía poner a su servicio algo tan indómito como el mar. También me advertía de que el trabajo duro es la única manera de conseguir las cosas. Condición necesaria. Hoy lo sigo creyendo firmemente pero también he aprendido que eso a lo que llamamos suerte, o voluntad divina de nuevo, también influye.

Imprescindibles han sido y son mis padres y mi hermana porque sin esa ingente cantidad de posibilidades que me han regalado no habría alcanzado jamás el objetivo. Nunca habrá agradecimiento suficiente para ellos. Mi padre me enseñó a perseverar con una caña de pescar sentado en el cantil del muelle de mi querido puerto mientras contemplaba atónito el paso del ferry por la bocana. Magia pura. Papá, siento no haber llegado antes pero esto de la investigación es más lento y duro de lo que parece. Sé que lo estás viendo desde el otro lado así que no me apuro. Bueno un poco sí pero aprenderé a vivir con ello.

Mi madre me enseñó a perseverar con su fe inquebrantable en la voluntad divina. Nunca ceder ante la adversidad podría ser el corolario. Lo he visto y vivido en primera persona. Situaciones duras, casi místicas diría yo, pero de incalculable valor pedagógico.

Mi hermana, a pesar de ser más joven, también me enseñó a perseverar con su actitud frente a los durísimos reveses de la vida. Supongo que el hecho de haber bebido de las mismas fuentes conforma parte del carácter de una persona. Gracias por haber ido a la tienda en verano a comprar los helados. En ese trayecto por el descampado has aprendido más de lo que tú crees.

A mi esposa María, siempre ahí, gracias de corazón. Tuviste que elegir pero creo que lo hiciste bien aunque ya sabes que eso del bien y el mal no es un absoluto. Para cada cual es distinto pero creo que tenemos aproximaciones parecidas. A mis hijas Pilar y María, gracias por vuestros dibujos y abrazos. Y por vuestras constantes preguntas sobre el estado de la tesis. A mis tres incansables compañeras de viaje y sufrimientos que, a veces yo mismo dudo de cómo lo hacen, les tengo que agradecer infinitamente su paciencia. He intentado no robarles demasiado tiempo con esta tesis.

Confío al menos en que haya servido para enseñarles a mis hijas la mejor arma para luchar en la vida. Aquella que me enseñaron a mí.

Al Profesor Albajar por haberme aceptado tal y como soy. Por haber estado siempre, siempre, ahí. A una distancia prudencial pero vigilante. Ejemplo de saber hacer y saber dejar hacer. Intuición en estado puro. Para mí un maestro en el arte del pretensado. Larga vida Profesor.

Al Profesor Zanuy por poner su pragmatismo y sentido práctico al servicio de este empeño disipando tinieblas en más de una ocasión gracias a sus preguntas brillantes sin las cuales yo no me habría puesto al límite de mis posibilidades y por tanto no habríamos llegado. Gracias Carlos.

A mis chic@s del laboratorio, Isidro, Miguel Ángel y Beatriz por haberme enseñado los entresijos de la investigación más allá de los libros y de las ecuaciones. Imborrables recuerdos de grandes momentos.

A Fernanda ¡chévmp!, Patricio, Ariel y Tobías, mis primeros compañeros de viaje en el mundo investigador. Gracias por enseñarme a hablar en argentino, que no en porteño. Siempre os recordaré.

Emotivo recuerdo para Pepe Torrico, así le hubiera gustado a él, por arrojar de forma magistral su luz sobre la manera de diseñar un ensayo y por enseñarme sus truquillos de Excel para manejar ingentes cantidades de datos. Descansa en paz Pepe en tu querido Benidorm. Te lo mereces.

Al Profesor Hugo Corres por haberme abierto las puertas del mundo investigador sin una sola referencia sobre mí más allá de una conversación sentados en un banco a la entrada de Fhecor en la que yo protestaba porque el mundo profesional no es idílico ni perfecto. Gracias por tus clases y por tu paciencia. Mi pasión por la ingeniería estructural es sin duda ninguna culpa tuya y de D. Eduardo.

Conchita, no me olvido de tí. Maestra de las referencias bibliográficas. Gracias por haber hecho fácil lo más difícil, el estado del arte. A pesar de tu insistencia en que acabara la tesis antes de casarme y tener hijos no pudo ser. La ciencia marca su paso. Aún así, por fin llegamos a Ítaca tras el ajetreado viaje. Sabios consejos los tuyos maestra.

A Sebastián Artés y a Prefabricados Círrera por haberme enseñado el paradero recóndito de esos primeros puentes de placa alveolar y haber encendido esa llama que el Profesor Albajar sin duda ha sabido mantener y cuidar hasta convertirla en fuego perpetuo. Grandes tardes elucubrando sobre la manera de modelizar la junta longitudinal entre placas y ahora mira, resulta que era con nodos esclavos. ¡Qué cosas!

A ti, que he olvidado nombrarte. No me lo tengas en cuenta. Seguramente estarás en el grupo de los que me han regalado posibilidades porque así lo quiero creer. Te lo agradeceré siempre. Si no, también. Según reza un proverbio oriental, *La vida es encuentro, debemos estar agradecidos con cada experiencia.*

Gracias.

Lista de figuras

	Pág.
Figura 2-1: Cercos embebidos durante el proceso de fabricación.	7
Figura 2-2: Sección tipo de tablero.	7
Figura 2-3: Disposiciones habituales.	8
Figura 2-4: Secciones tipo de placas.	9
Figura 2-5: Dimensiones mínimas de junta.	10
Figura 2-6: Disposición de armadura de conexión en junta longitudinal.	13
Figura 2-7: Ábaco de reparto transversal y cortante en juntas.	16
Figura 2-8: Modelo de elementos finitos isoparamétrico de 4 nodos tipo lámina.	17
Figura 2-9: Esquema de transmisión transversal de cargas.	18
Figura 2-10: Modelo de nodos esclavos de Lundgren, Broo y Engström.	19
Figura 2-11: Contraste del modelo propuesto por Lundgren, Broo y Engström.	19
Figura 2-12: Mecanismos de acunamiento y fricción en la junta.	21
Figura 2-13: Disposición general del forjado.	22
Figura 2-14: Discretización y características de la sección de la placa.	22
Figura 2-15: Distribución de momentos flectores en centro de vano.	23
Figura 2-16: Distribución de cortantes en apoyos.	23
Figura 2-17: Distribución de cortantes placas de 7m de luz.	24
Figura 2-18: Modelo de emparrillado tradicional.	27
Figura 3-1: Vista general inferior del modelo.	31
Figura 3-2: Esquema de las conexiones del modelo.	32
Figura 3-3: Hipótesis de peso propio (PP).	33
Figura 3-4: Hipótesis de pretensado (P).	33
Figura 3-5: Hipótesis de resto de carga permanente (RCP).	34
Figura 3-6: Hipótesis de sobrecarga de uso (SCU).	34
Figura 3-7: Hipótesis carro en centro de vano (CA_CV).	35
Figura 3-8: Hipótesis carro en apoyo (CA_AP).	35
Figura 3-9: Incremento tensional en la armadura de pretensado (CA_CV).	37
Figura 3-10: Diagrama de interacción y solicitaciones de placas.	39
Figura 3-11: Armadura longitudinal.	40
Figura 3-12: Armadura transversal.	40
Figura 3-13: Distribución de cortantes en placas.	42
Figura 3-14: Transformación en sección hueca equivalente.	43
Figura 3-15: Diagrama ($M_t - \theta$) para placa de 400mm.	45
Figura 3-16: Distribución de torsores en placas.	46
Figura 3-17: Distribución de cortantes verticales en juntas longitudinales.	47
Figura 4-1: Dispositivo de ensayo tipo <i>push off</i>	59
Figura 4-2: Relaciones F- δ para mezclas secas.	60
Figura 4-3: Relaciones F- δ para mezclas húmedas.	60

Figura 4-4: Modo de rotura de interfaz cepillada.....	64
Figura 4-5: Modelo de junta según Birkeland.....	65
Figura 4-6: Mecanismo de cortante fricción. Cabalgamiento.	66
Figura 4-7: Acabado superficial mediante cepillado.....	67
Figura 4-8: Valores $F-\delta$ a rasante según ensayos de Mones y Breña.	68
Figura 4-9: Valores $F-\delta$ horizontales por tipo de elemento. Modelo de cálculo.	70
Figura 4-10: Valores $F-\delta$ verticales. Propuesta.	72
Figura 4-11: Valores $F-\delta$ verticales. Modelo de cálculo.....	73
Figura 4-12: Esquema de placas y pretensado del modelo.	75
Figura 4-13: Diagrama de flujo.....	78
Figura 4-14: Tensiones en servicio. $T_1=60$ días. Calendario I.....	80
Figura 4-15: Comprobación de tensiones normales en el límite.....	81
Figura 4-16: Tensiones en rotura. $T_1=60$ días. Calendario I.	82
Figura 4-17: Tensiones en servicio. $T_2=10000$ días. Calendario I.....	83
Figura 4-18: Tensiones en rotura. $T_2=10000$ días. Calendario I.....	84
Figura 4-19: Tensiones normales en servicio para acciones PVNC. $T_2=10000$ días. Calendario I.....	85
Figura 4-20: Tensiones normales en rotura para acciones PVNC. $T_2=10000$ días. Calendario I.....	86
Figura 4-21: Tensiones tangenciales en servicio para acciones PVNC. $T_2=10000$ días. Calendario I.....	87
Figura 4-22: Tensiones tangenciales en rotura para acciones PVNC. $T_2=10000$ días. Calendario I.....	87
Figura 4-23: Tensiones en servicio CA(CV). $T_3=10000$ días. Calendario I.....	88
Figura 4-24: Tensiones en servicio CA(AP). $T_3=10000$ días. Calendario I.	89
Figura 4-25: Tensiones en rotura CA(CV). $T_3=10000$ días. Calendario I.....	90
Figura 4-26: Tensiones en rotura CA(AP). $T_3=10000$ días. Calendario I.....	91
Figura 4-27: Tensiones en servicio. $T_1=150$ días. Calendario II.	92
Figura 4-28: Tensiones en rotura. $T_1=150$ días. Calendario II.	93
Figura 4-29: Tensiones en servicio. $T_2=10000$ días. Calendario II.	94
Figura 4-30: Tensiones en servicio. $T_2=10000$ días. Calendario II.	95
Figura 4-31: Tensiones en servicio CA(CV). $T_3=10000$ días. Calendario II.....	96
Figura 4-32: Tensiones en servicio CA(AP). $T_3=10000$ días. Calendario II.....	97
Figura 4-33: Tensiones en rotura CA(CV). $T_3=10000$ días. Calendario II.....	98
Figura 4-34: Tensiones en rotura CA(AP). $T_3=10000$ días. Calendario II.	99
Figura A-1: Elementos finitos tipo lámina	120
Figura A-2: Modelización e hipótesis de carga excéntrica para forjados de 4 y 14m.....	120
Figura A-3: Momentos flectores longitudinales. Carga excéntrica.....	121
Figura A-4: Momentos flectores transversales. Carga excéntrica.....	121
Figura A-5: Cortantes longitudinales. Carga excéntrica	122
Figura A-6: Distribución de torsores en forjado de 7m. Carga centrada	122
Figura A-7: Distribución de torsores. Carga centrada.....	122
Figura A-8: Desplazamientos verticales. Carga excéntrica	123
Figura A-9: Reparto transversal para carga centrada.....	124
Figura A-10: Reparto transversal para carga excéntrica	125
Figura A-11: Características geométricas de la placa.....	125
Figura A-12: Elementos finitos tipo barra.....	126
Figura A-13: Esquema general del modelo	127
Figura A-14: Momentos flectores. Placa directamente cargada (P8).....	128
Figura A-15: Momentos flectores placa cargada (P5).....	128

Figura A-16: Momentos flectores placa 1. Opuesta a la directamente cargada	128
Figura A-17: Cortantes en placa 8 directamente cargada	129
Figura A-18: Cortantes en placa 5 directamente cargada	129
Figura A-19: Torsores en placa (P8) directamente cargada.....	129
Figura A-20: Torsores en placa (P5) directamente cargada	129
Figura B-21: Cálculos previos de retracción.....	131
Figura B-22: Tensiones longitudinales de retracción.....	133
Figura B-23: Estado 1. Step -0	134
Figura B-24: Estado 1. Step -1	135
Figura B-25: Estado 2. Step -0	135
Figura B-26: Estado 2 Intermedio. Step -1	136
Figura B-27: Estado 2 Flexible. Step -1	137

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 2-1: Valores del ancho de fisura δ_{fi} en la junta.	20
Tabla 3-1: Características de las placas.	30
Tabla 3-2: Características de las juntas longitudinales.	31
Tabla 3-3: Características de la capa de reparto.	31
Tabla 4-1: Tensiones límite de rasante τ_{rd} antiguas.	54
Tabla 4-2: Tensiones límite de rasante τ_{rd} actuales.	57
Tabla 4-3: Tensiones límite de rasante τ_{rd} obtenidas de los ensayos de Mones y Breña.....	61
Tabla 4-4: Tensiones de despegue obtenidas de los ensayos de Doria, Sales y Andrade.	63
Tabla A-1: Características mecánicas de la placa.	126
Tabla A-2: Rigideces del contacto entre nodos esclavos.....	127

Lista de Símbolos y abreviaturas

Símbolos con letras latinas

Símbolo	Término	Unidad
A	Área	m ²
A_p	Área de pretensado	mm ²
b	Ancho de la placa alveolar	m
b_w	Ancho de alma de la placa alveolar	m
$\Delta C, \Delta T$	Variación del axil de compresión o tracción	kN
d	Canto útil	m
E	Módulo de deformación longitudinal	Mpa
f_{ck}	Resistencia característica a compresión del hormigón	Mpa
$f_{ct,k}$	Resistencia característica a tracción del hormigón	Mpa
f_{cv}	Resistencia virtual a esfuerzo cortante	Mpa
G	Módulo de deformación transversal	Mpa
h	Canto de la placa alveolar	m
I_x, I_y	Momentos de inercia	m ⁴
J	Inercia a torsión	m ⁴
p	Perímetro crítico a rasante	m
S	Momento estático de la sección	m ³
T_d	Torsor de cálculo	kNm
V_d	Cortante de cálculo en la sección en estudio	kN
V_{Td}	Incremento de cortante debido al torsor	kN
V_{u1}	Capacidad a cortante de la biela comprimida	kN
V_{u2}	Capacidad a cortante del alma o junta	kN
W_t	Módulo resistente a torsión	m ³
z	Brazo mecánico	m

Símbolos con letras griegas

Símbolo	Término	Unidad
β	Factor de rugosidad	
γ	Coeficiente de mayoración de acciones	
δ_{li}	Apertura de fisura en la junta longitudinal	mm
$\delta_{l\ max}$	Apertura máxima de fisura en la junta longitudinal	mm
μ	Coeficiente de rozamiento entre hormigones	
τ	Tensión tangencial	Mpa
ν	Coeficiente de Poisson	

Capítulo 1. Introducción

El empleo de placas alveolares pretensadas para la construcción de forjados es una práctica habitual en el ámbito de la edificación habitacional ya sea pública o privada. La justificación del amplio uso de este tipo de elementos está basada fundamentalmente en factores relacionados con la rapidez de ejecución en comparación con las soluciones in situ, posibilidad de alcanzar luces mayores en comparación con las tipologías convencionales y supresión de elementos de encofrado y cimbrado. Como desventaja de este sistema podría destacarse, a priori, la falta de libertad de formas que obligan al proyectista a ceñirse a la geometría de los elementos prefabricados. No obstante, conscientes de esta limitación, las casas de prefabricados desarrollan constantemente sistemas de ensamblaje y remodelación de las piezas con el fin de ser lo más versátiles posibles y poder adaptarse en la práctica a la mayoría de los requerimientos del proyecto.

Las dimensiones de las placas y las disposiciones constructivas recogidas en Instrucciones y Recomendaciones están ajustadas habitualmente para resistir acciones propias del ámbito edificatorio mencionado. Placas de 1.20m de anchura con longitudes variables entre 4 y 15m y cantos máximos de 40cm suelen ser suficientes para resistir los esfuerzos originados. Las juntas entre placas se hormigonan in situ para conseguir monolitismo. Opcionalmente se puede colocar una capa de reparto con espesores de 5 a 15 cm para conformar secciones compuestas más resistentes y mejorar el comportamiento frente a solicitaciones horizontales como las de tipo sísmico.

La aplicación de placas alveolares pretensadas en ciertos ámbitos de la obra pública es una práctica que presenta una creciente demanda debido a la posibilidad de aprovechar las ventajas del sistema. Dinteles de pasos inferiores, tableros de obras de paso de luces cortas, elementos de contención de tierras o incluso elementos transversales utilizados a modo de prelosas en tableros de puentes de luces medias y grandes son sólo algunos de los ejemplos que muestran la versatilidad del sistema para adaptarse a diferentes esquemas de sollicitación.

La técnica empleada en el caso de la ejecución de tableros de obras de paso de carreteras es herencia directa del ámbito de los forjados de edificios de habitación. Sobre los estribos previamente construidos se disponen una serie de placas yuxtapuestas longitudinalmente según el eje de la obra. Sobre las placas se coloca una capa de reparto de hormigón vertido in situ que, a priori, tiene una doble misión. Por una parte se encarga de transmitir transversalmente entre placas los esfuerzos provocados por acciones verticales consiguiendo de esta forma un diafragma de reparto horizontal como si de un tablero de vigas se tratase; por otra parte actúa como diafragma frente a acciones horizontales garantizando de esta forma el trabajo uniforme del conjunto.

Tradicionalmente se ha supuesto que el comportamiento de este tipo de tableros es inadecuado para hacer frente a sobrecargas móviles de tráfico por dos motivos fundamentalmente.

- Las placas alveolares no tienen apenas capacidad resistente a torsión.
- La junta existente entre capa de reparto y placas alveolares (interfaz de contacto) es incapaz de transmitir las tensiones rasantes porque no se puede colocar armadura de cosido entre ambos elementos.

A pesar de las posibles causas de fallo citadas anteriormente, el comportamiento en servicio observado en este tipo de tableros es más que satisfactorio. Ausencia de fisuras visibles provocadas por tensiones normales o tangenciales, deformaciones verticales inapreciables o inexistencia de vibraciones perjudiciales para el tránsito son algunas de las evidencias que contradicen las hipótesis de partida.

La explicación de la aparente contradicción entre las predicciones teóricas y las observaciones reales puede obedecer a dos razones fundamentales. Por una parte, técnicas de modelización incapaces de representar los elementos y variables de gobierno de este tipo de tableros pueden conducir a la obtención de esfuerzos distorsionados que no se corresponden con la realidad del mecanismo resistente. Por otra parte, la intensidad de tráfico pesado que en general soporta este tipo de tableros no es muy elevada porque la ubicación de los mismos suelen ser entornos alejados de vías principales de comunicación tales como zonas rurales o carreteras de montaña. Esto hace pensar que la magnitud de los esfuerzos solicitantes en servicio no alcanza el umbral de diseño prescrito en la normativa. Aún así, no parece razonable establecer la hipótesis de que estas estructuras funcionan por la aleatoria y aparentemente favorable casuística de restricción de tráfico a que están sometidas.

La modelización tradicional de este tipo de estructuras se ha basado en el método del emparrillado plano. Tanto las placas alveolares como la capa de reparto se definían mediante elementos de tipo barra y las juntas entre placas se representaban mediante rótulas, o mejor dicho, cuasi-rótulas que transmitían los cortantes verticales y momentos flectores muy bajos. En la actualidad se sabe que las juntas longitudinales entre placas son elementos de comportamiento no lineal puesto que el hormigón vertido in situ experimenta retracción y por tanto la junta está abierta en mayor o menor medida cuando aparecen las solicitaciones del tráfico. Esto provoca diferentes comportamientos de la junta; desde una simple llave de cortante cuando la junta está abierta, hasta una llave combinada de cortante-torsión cuando la junta está cerrada. La representación de este fenómeno en los modelos es fundamental para entender el mecanismo de transmisión de esfuerzos de cara a establecer conclusiones sobre la complejidad y alcance de los métodos de modelización.

El proyecto de cualquier obra de paso tiene que estar sujeto a las Normativas en vigor. Las Recomendaciones o Instrucciones para el proyecto de estructuras de obras de paso con este sistema son inexistentes. Sin embargo existen algunas Administraciones que, conscientes de la ventaja que representa este sistema, se muestran favorables a su empleo en la construcción de obras de paso de pequeña entidad con anchuras del orden de 10 m y luces inferiores a 15m. En estos casos se suele recurrir al propio fabricante de las placas para solicitar el adecuado soporte técnico puesto que se trata de una aplicación que aparentemente lleva al sistema hasta el límite de sus posibilidades tecnológicas convencionales. Placas de 40 ó 50 cm de canto junto con losas de reparto de hasta 20 cm han demostrado ser suficientes hasta el momento para hacer frente a cargas de tráfico, ligero o no, en los ámbitos de luces mencionados.

1.1 Motivación

El insuficiente respaldo Normativo para el proyecto de tableros de obras de paso con este sistema hace necesario un estudio profundo sobre aspectos tales como el contexto adecuado de aplicación, mecanismos resistentes, esquemas de modelización o incluso modificaciones del proceso de fabricación de las placas. El esclarecimiento de estos aspectos permitirá acometer el proyecto de este tipo de estructuras por parte de la generalidad de los proyectistas con total autonomía.

La motivación del presente trabajo es dar una visión general sobre aspectos básicos a tener en cuenta durante la fase de proyecto conforme a los últimos avances del conocimiento. No se trata de una guía metodológica aunque sería deseable sentar las bases para el desarrollo de futuras líneas de investigación que concluyeran con la redacción de unas Recomendaciones para el Proyecto de Estructuras de Obras de Paso ejecutadas con Placa Alveolar Pretensada.

1.2 Objetivos

- La hipótesis fundamental de trabajo es demostrar la adecuada aptitud del sistema de placas alveolares pretensadas para conformar tableros de obras de paso de carreteras de luces cortas.
- Entender el mecanismo resistente de este tipo de tableros es fundamental para poder explicar el comportamiento observado en la práctica. Para ello es imprescindible conocer la morfología básica y las disposiciones constructivas habituales para identificar las principales variables de gobierno.
- Como en cualquier otro tipo de tablero, es necesario establecer esquemas de modelización adecuados para obtener solicitaciones de cálculo fiables en tiempos razonables y verificar los diferentes Estados Límite demostrando la hipótesis de partida. Así, la explicación rigurosa del buen comportamiento observado en la práctica sirve de base para una metodología de cálculo y dimensionamiento y por lo tanto para establecer una extrapolación acotada y fiable.

1.3 Estructura de la Tesis y metodología

La tesis consta de 5 capítulos distribuidos de la siguiente manera.

Capítulo-1. Describe la motivación de la misma, los objetivos generales perseguidos y la estructura de la misma.

Capítulo-2. Visión global de los tableros ejecutados con el sistema de placa alveolar; morfología y rango de utilización. También se hace un repaso de las técnicas actuales para modelización de elementos de piso (forjados) y se establece el alcance de cada una de ellas. Estas herramientas sirven de base para ser extrapoladas al ámbito de la modelización de los tableros objeto de esta tesis pero previamente es necesario hacer un análisis crítico y una calibración de las mismas. Para ello se estudian dos modelos de forjados sin capa de reparto y se comparan los resultados con patrones de referencia existentes en la bibliografía. De esta forma se tiene la seguridad de que la calibración de las herramientas de modelización es adecuada para poder aplicarlas en el desarrollo posterior. Los resultados se incluyen en el Anexo-A.

Por último se hace un repaso de las técnicas tradicionales para la modelización de tableros de obras de paso.

Capítulo-3. Se plantea una posibilidad de modelización global para este tipo de tableros. Un sistema híbrido formado por elementos finitos de tipo barra para representar las placas alveolares y elementos finitos de tipo lámina para representar la capa de reparto. La conexión entre ambos se supone, a este nivel, rígida. Se aplica esta propuesta al estudio de un tablero representativo de esta tipología de 12 m de luz de cálculo y 10 m de anchura. Se describen las bases de cálculo y el método de análisis empleado. Con este modelo se obtienen los esfuerzos para la comprobación de los distintos Estados Límite.

La verificación de los Estados Límite de Servicio incluye la comprobación de fisuración tanto por compresión excesiva como por tracción. Se verifican igualmente los Estados Límite Últimos de tensiones normales, cortante, torsión y cortante vertical en las juntas longitudinales entre placas.

Capítulo-4. Las comprobaciones a tensiones rasantes en la junta entre placas y capa de reparto merece un desarrollo especial puesto que un modelo del conjunto placas+capa de reparto no puede incluir este aspecto en detalle. Se incorporan los resultados de las investigaciones de los últimos años referentes al comportamiento de distintos tipos de interfaces con resultados bastante alejados de las normativas vigentes los cuales ponen de manifiesto la capacidad real de estos sistemas para absorber tensiones tangenciales sin necesidad de armadura de cosido.

Capítulo-5. Se describen las conclusiones alcanzadas en la tesis y se plantean recomendaciones para el futuro.

Capítulo 2. Estado del Arte

El conocimiento en detalle de la morfología de este tipo de tableros es imprescindible para entender el mecanismo resistente. Igualmente, conocer el ámbito de utilización a través del conjunto de realizaciones ejecutadas es importante de cara a poder establecer conclusiones sobre los límites de aplicación de esta tipología, incluso para poder explicar por qué funcionan las soluciones en el rango de luces actuales, y tener una base de partida para estudiar la viabilidad de una posible extrapolación del uso a ámbitos de luces mayores como consecuencia de la continua evolución de las posibilidades tecnológicas.

Los últimos proyectos de investigación encaminados a caracterizar el comportamiento de las placas alveolares pretensadas muestran las técnicas de modelización numérica más adecuadas para este tipo de elementos. Se hace un repaso de las técnicas de modelización y se verifican estas mediante modelos alternativos que permitan asegurar su empleo en el desarrollo de la tesis.

Además, es necesario hacer un repaso de las técnicas empleadas hasta la fecha para modelizar los tableros de obras de paso como punto de partida para plantear técnicas alternativas que permitan obtener resultados más aproximados a la realidad del mecanismo resistente en tiempos razonables de cálculo.

2.1 Antecedentes

Establecer el origen exacto del comienzo de la aplicación de la placa alveolar en el ámbito de las obras de paso es sumamente difícil porque gran parte de la información disponible se encuentra en archivos de Administraciones públicas o prefabricadores. No es fácil tener acceso a la misma porque no existen catálogos por tipologías o porque comercialmente puede suponer una pérdida de competitividad. Esta tipología es ampliamente desconocida y por lo tanto está sujeta al saber hacer propio de cada empresa que la emplea.

La poca información que se ha podido recopilar proviene de fuentes contrastadas pero existe el peligro de no llegar a tener una visión de conjunto suficientemente representativa. Con la intención de tener una visión lo más cercana posible a la realidad se ha contactado con la Asociación para la Investigación y Desarrollo de las Placas Alveolares AIDEPLA. Esta asociación contiene a los principales fabricantes españoles de placa alveolar. No obstante, la mayor parte de la información obtenida ha sido a través de contactos directos con determinados prefabricadores.

Básicamente se han detectado dos zonas de fuerte incidencia en el empleo de esta tipología de tableros. Cataluña y Andalucía. En la zona centro se han detectado algunas realizaciones pero en menor medida aunque más actuales.

Tradicionalmente la experiencia Catalana se ha centrado principalmente en la cubrición de canales a modo de forjados. Esta aplicación se distingue de los tableros convencionales de carretera porque la junta entre placas se dispone perpendicular al paso del tráfico. En teoría esta particularidad no debe suponer ninguna diferencia en cuanto al funcionamiento de la junta puesto que la transmisión de esfuerzos entre placas debe seguir un mecanismo similar, si no igual.

En la actualidad se está extendiendo el uso de placa alveolar al ámbito de los tableros de obras de paso y parece que la Administración Central, a través de ADIF en este caso, se muestra receptiva al empleo de esta tipología. No en vano, podría decirse que la vanguardia en cuanto a realizaciones la ostentan en dicha región. Como ejemplo sirva el nuevo Puente del Trabajo en los accesos a Sagrera en Barcelona[1]. Se trata de una estructura de 135m de longitud y 16.3m de anchura máxima compuesta por 9 vanos de luces comprendidas entre 10.5 y 19m. Alberga una calzada de 10.3m (3 carriles) para tráfico rodado, una acera peatonal de 3m y un carril bicicleta variable entre 2.2 y 3m.

La experiencia Andaluza se centra en el sureste peninsular en concreto en la provincia de Almería. La orografía de esta provincia es altamente montañosa y existen multitud de pasos sobre ramblas y cauces de difícil acceso.

Consciente de la realidad y apremiada por la urgente necesidad de modernización de determinadas vías de comunicación en entornos inaccesibles, la Excm. Diputación Provincial de Almería comenzó a investigar el empleo de placas alveolares para resolver tableros de obras de paso. La idea era muy sencilla. Una vez ejecutada la subestructura se colocan las placas a modo de encofrado perdido y sobre ellas se hormigona la capa de reparto. De esta forma se consigue un tablero económico y rápido de construir sin necesidad de desplazar al lugar del emplazamiento, generalmente mal comunicado, gran cantidad de materiales.

El hecho de emplear placas alveolares frente a vigas se justifica fundamentalmente por la existencia de prefabricadores locales experimentados en la fabricación de dichos elementos. También es determinante el rango de luces en el que suelen encajarse estos tableros (4 a 12 m). Este rango no hace especialmente competitiva la tipología de vigas prefabricadas pretensadas.

El primer documento técnico al que se ha tenido acceso pertenece al Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Antonio López Navarro y está fechado en enero del año 1990[2]. Se trata de una colección de tableros de puentes que redacta por encargo del prefabricador J. Cirera Arcos S.A. El documento recoge las bases de cálculo empleadas para una serie de tableros de luces comprendidas entre 4 y 11m y en él se justifica técnicamente la viabilidad del empleo de la placa alveolar en tableros de obras de paso conforme a las herramientas de cálculo y normativas en vigor de la época.

Conviene recordar que en el contexto de elaboración del documento era muy difícil dar cumplimiento a la normativa vigente respecto al Estado Límite Último de torsión debido a la inexistencia de armadura transversal dentro de las placas. No se conocía con precisión el comportamiento de la junta y los modelos de cálculo predecían fuertes torsiones actuando sobre las placas.

Técnicamente se puede hablar de una primera generación de tableros entre los años 1990 y 2000. En esta época, con placas 35cm de canto y capas de reparto con espesores variables de 10 a 20 cm, se resolvían pasos en los ámbitos de luces mencionados (4 a 12m).

La segunda generación de tableros de placa alveolar comienza aproximadamente en el año 2000 y transcurre hasta nuestros días. En esta segunda etapa se consiguen fabricar fácilmente placas con cantos de 40 y 50cm que junto al empleo generalizado de capas de reparto de 20cm permite aumentar las luces de vano hasta los 15m aproximadamente. El proceso de fabricación de las placas de segunda generación no ha variado sustancialmente respecto al empleado en las primeras. Se consiguen mayores cantos pero sigue sin disponerse armadura de cosido en la junta entre placa y capa de reparto. De ahí la luz máxima que permite alcanzar esta tipología. No obstante, se dispone una armadura en forma de cercos en el interior de las juntas longitudinales entre placas que indirectamente actúa de armadura de cosido entre la capa de reparto y los nervios longitudinales tal y como los cercos de una viga doble T.

En estos momentos podría estar surgiendo la tercera generación de tableros de placa alveolar porque ya es posible fabricar placas de 80cm de canto que junto con capas de reparto de 20cm de espesor permiten resolver tableros del orden de 20m de luz de vano pero con una diferencia fundamental en el proceso de fabricación respecto a los tableros de primera y segunda generación; la colocación en el interior de las placas de una armadura de cosido en espera para conectar la capa de reparto. La **Figura 2-1** muestra la disposición de la armadura embebida para hacer frente a los esfuerzos rasantes. Estas placas han sido empleadas en el Puente del Trabajo[1] citado anteriormente aunque ciertamente esta no es una práctica extendida en la actualidad quizás porque la complicación del proceso de fabricación no compensa. Al fin y al cabo, se está tratando de conseguir una placa con un canto y una morfología iguales al de una viga prefabricada pretensada.

Figura 2-1: Cercos embebidos durante el proceso de fabricación.

2.2 Morfología de tableros

Los tableros están formados por dos elementos fundamentales. Placa alveolar de hormigón pretensado y capa de reparto de hormigón armado. Los elementos de la superestructura no difieren en general del resto de tipos de tableros. Pretiles, capas de rodadura, aceras impostas, iluminación y drenaje pueden asimilarse a los habitualmente empleados en otros tipos de obras de paso.

Las secciones tipo suelen tener del orden de 8 a 10m de anchura para poder albergar cómodamente dos carriles con anchuras variables entre 2 y 3m y una o dos aceras de aproximadamente 1m de anchura además del espacio para los elementos de contención de vehículos y peatones. La sección tipo convencional se muestra en la **Figura 2-2**.

Figura 2-2: Sección tipo de tablero.

Los estribos del puente pueden ser ejecutados in situ o prefabricados. En este último caso se pueden emplear igualmente placas alveolares pretensadas en posición vertical para contención de tierras. También es común el empleo de escamas para formar macizos de suelo reforzado.

En el caso de disponer varios vanos, las pilas suelen adoptar la configuración de pórticos o tabiques para recibir a las placas mediante apoyos continuos evitando de esta forma concentraciones de tensiones.

Las disposiciones constructivas habituales suelen ser tramos isostáticos únicos con luces aproximadas de hasta 15m. El canto habitual de las placas suele estar entre 35 y 50cm y los espesores de la capa de reparto varían entre 10 y 20cm. No se puede hablar en principio de relaciones canto/luz como tales puesto que en muchas ocasiones se emplea el mismo canto de placa para un rango de luces determinado. Estas dimensiones suelen ser suficientes para salvar pequeños cauces, caminos o incluso carreteras secundarias con cunetas y arcenes. Los apoyos se materializan mediante bandas elastoméricas corridas sin zunchar. También se pueden disponer una serie de apoyos discretos bajo cada placa.

Cuando por condicionantes orográficos se necesita salvar una distancia mayor, existen dos maneras económicas de resolver el problema. La primera es la disposición de varios tramos en semicontinuidad al estilo de los tableros de vigas. La capa de reparto es continua pero las placas se interrumpen. El espesor de la capa se reduce en las inmediaciones de las pilas y se interrumpe la adherencia con la placa. La armadura crece fuertemente para absorber los giros. Se consigue de esta forma la continuidad en la rodadura pero no en la estructura. Los alveolos de las placas se macizan en la zona próxima a los apoyos para conseguir una mayor sección resistente a cortante.

La segunda manera recurre a la disposición de tramos en continuidad mediante el hormigonado conjunto de los alveolos en la zona próxima a los extremos de las placas y de la losa de reparto como si de una riostra se tratase. En definitiva, se trata de macizar completamente la sección transversal en las inmediaciones de las pilas para dar continuidad estructural además de continuidad a la rodadura. La armadura de continuidad se aloja tanto en las placas (zona de alveolos macizados) como en la capa de reparto. El uso de esta segunda disposición no está extendido. Posiblemente sea por el desconocimiento que existe en la actualidad sobre nudos en continuidad en placas alveolares pretensadas. La **Figura 2-3** muestra algunas tipologías habituales de subestructuras y equipamientos así como de disposiciones constructivas.

Figura 2-3: Disposiciones habituales.

Como puede observarse, la versatilidad y adaptabilidad del sistema dentro de su contexto de uso es altamente competitiva. De ahí el creciente interés por el uso dentro del ámbito de los puentes.

2.2.1 Placas y Juntas

Según AIDEPLA[3], la placa alveolar es un elemento superficial plano de hormigón pretensado de canto constante aligerado mediante alveolos longitudinales. Las partes básicas que componen una placa alveolar son, ala superior, ala inferior y almas. Las dimensiones habituales de fabricación oscilan entre 120 y 500mm de canto, 1200mm de ancho y longitudes hasta 20m.

Las placas poseen unos bordes laterales tallados longitudinalmente que, junto con el hormigón vertido entre placas, materializan unas llaves de cortante, las juntas, capaces de transmitir cargas entre placas contiguas. Las juntas longitudinales entre placas garantizan la continuidad transversal.

Las unidades son pretensadas longitudinalmente mediante alambres o cables alojados bien en el ala inferior únicamente o en ambas alas simultáneamente. Los aligeramientos longitudinales representan por término medio el 50% de la sección. La variación conjunta de la geometría de los aligeramientos y de los bordes tallados da lugar al amplio espectro de secciones tipo existentes.

Ejemplos típicos de secciones tipo se muestran en la **Figura 2-4**.

Figura 2-4: Secciones tipo de placas.

Los espesores de las alas superior e inferior y almas están acotados inferiormente por EHE-08[4].

- $\sqrt{2h}$ siendo h el canto total de la placa alveolar en mm.
- 20mm
- Tamaño máximo del árido + 10mm.

Similares limitaciones aparecen en EN1168 CEN/Tc229[5]. En dicho documento se permite que las alas sean un poco más esbeltas que las almas, al menos teóricamente.

Respecto a la geometría de las juntas, ambas normativas prescriben la necesidad de al menos 30 mm de anchura libre en la parte superior de la junta para un correcto hormigonado. Si la junta tiene que resistir cortante vertical longitudinal, la dimensión vertical de la entalladura longitudinal

no será inferior a 35 mm, su anchura no será inferior a 10 mm y la distancia entre la parte superior de la entalladura y la fibra superior de la placa no será inferior a 30 mm.

La **Figura 2-5** muestra las dimensiones típicas de las entalladuras y las distancias mínimas a mantener entre bordes de juntas para el correcto hormigonado.

Figura 2-5: Dimensiones mínimas de junta.

La anterior normativa encargada de establecer las prescripciones y recomendaciones para el proyecto de forjados con losa alveolar pretensada EFHE[6] limitaba el campo de aplicación de las placas alveolares a cantos máximos de 500mm. Esto suponía, a priori, una barrera para los fabricantes de placas puesto que cualquier elemento con un canto superior se encontraba fuera de norma y por tanto existía cierto rechazo por parte de los técnicos para su aplicación.

Dentro del ámbito de las obras de paso no existen limitaciones ni recomendaciones respecto a los cantos a emplear. Esto ha obligado a los fabricantes a desarrollar sus propios productos conforme a reglas y experiencias propias. Tradicionalmente se han empleado cantos que oscilaban entre 35 cm, para luces de 4 a 11m, y 40cm o superiores para luces mayores de 12m. En la actualidad es usual encontrar placas con cantos de 500 y 600mm. Excepcionalmente puede llegarse hasta 800 mm.

La fabricación de las placas se lleva a cabo en plantas totalmente automatizadas equipadas con tecnologías avanzadas con un elevado control de calidad que requieren de una mínima mano de obra para controlar el proceso. El proceso de fabricación es de sobra conocido. Sobre una pista de al menos 100m de longitud, una vez limpia y aplicado el desencofrante, se tienden los cables a lo largo de la misma y se anclan sobre los macizos de anclaje con una tensión no inferior a 1000Mpa. A continuación, la máquina ponedora se desplaza a lo largo de la pista por los raíles colocados en los costados de la misma y va depositando el hormigón con la forma de la placa que se está fabricando. La posición de los cables de pretensado se asegura mediante un guiahilos. Se emplean hormigones de consistencia seca para mantener la forma impuesta por los aligeramientos. Una vez hormigonada la pista comienza el proceso de curado tapando la placa durante un período de 12 a 48 horas dependiendo de factores tales como temperatura ambiente, tipo de cemento o aditivos. Alcanzada la resistencia adecuada se cortan los cables y se produce la transferencia de la tensión de los cables al hormigón. Posteriormente se cortan las placas a la medida adecuada y concluye el proceso.

A pesar de que el proceso de fabricación de las placas no ha variado sustancialmente en los últimos años, existe una novedad importante. La posibilidad de incorporar armaduras transversales en espera embebidas dentro del cuerpo de la placa durante el proceso de fabricación. Esto permite aumentar la seguridad frente a tensiones rasantes puesto que la junta entre placa y capa de reparto queda cosida. Además, dicha armadura se puede emplear como refuerzo a cortante.

2.2.2 Capa de reparto

La capa de reparto, habitualmente llamada capa de compresión, es un elemento superficial de hormigón armado vertido in situ que se coloca sobre las placas alveolares para distribuir transversalmente las cargas. También actúa como diafragma frente a acciones horizontales. La capa de reparto forma un elemento monolítico con las juntas longitudinales.

Las recomendaciones y criterios recogidos en EFHE para su disposición no resultan de aplicación en el ámbito de tableros de puentes porque las magnitudes de las acciones concentradas del tráfico son, en general, superiores a las de edificios habitacionales. No es admisible, por ejemplo, pensar en limitar inferiormente el espesor de la capa a 40mm por motivos de punzonamiento.

El espesor de la capa de reparto viene determinado fundamentalmente por requerimientos resistentes de reparto transversal. Así, las experiencias construidas en el ámbito de luces de 4 a 9m suelen emplear espesores de capa de 10 a 15cm mientras que para luces superiores se emplean espesores de 20cm. Con estos espesores se observa que el comportamiento de los tableros en servicio es adecuado pero no deja de ser una regla basada en la observación al margen de que se haya justificado mediante algún modelo de cálculo más o menos preciso.

En general hay una notable carencia de documentación publicada sobre el papel que juega la capa de reparto en la transmisión de las acciones en los tableros. Por ejemplo, aspectos como la influencia del espesor de la capa sobre las tensiones rasantes en la junta entre placa y capa debidas a la retracción diferencial son importantes para caracterizar el comportamiento en servicio. Las tensiones rasantes solicitantes son elevadas debido a la magnitud de las cargas del tráfico y, por tanto, un incremento de tensiones rasantes producido por deformaciones impuestas debería ser tenido en cuenta para caracterizar el comportamiento en servicio.

Tradicionalmente se han ignorado durante el proceso de cálculo las deformaciones impuestas debidas a la retracción, fluencia y relajación aduciendo que por tratarse de sistemas isostáticos no tenían influencia sobre los esfuerzos. Esta hipótesis es en general incorrecta porque no se puede olvidar que la sección placa + capa de reparto es una sección compuesta y al igual que ocurre en los tableros de vigas las deformaciones impuestas producen esfuerzos rasantes sobre la junta dándose la circunstancia de que las tensiones rasantes provocadas por las acciones exteriores son de un signo (por ejemplo +) mientras que las provocadas por las deformaciones impuestas son del signo contrario.

En el Capítulo-4 se desarrolla en profundidad el estudio de este fenómeno y las consecuencias que su inclusión en el modelo de cálculo tiene sobre el comportamiento de la sección compuesta.

2.2.3 Elementos de atado perimetral

Según EHE-08, la hipótesis básica de funcionamiento de un forjado de placa alveolar está basada en la capacidad de reparto transversal de cargas sustentada en la teoría de la elasticidad. Las placas se tratan como elementos isótropos, o anisótropos, y las juntas longitudinales entre placas se tratan como rótulas (bisagras). Para que el sistema funcione es necesario que los desplazamientos laterales estén limitados mediante atados perimetrales.

Las formas básicas de limitar los desplazamientos horizontales son mediante las partes que rodean a la estructura (zunchos), la fricción en los apoyos o la armadura vertical colocada en las juntas entre placas.

Los zunchos son elementos de hormigón armado dispuestos sobre todo el perímetro del forjado o tablero que se ejecutan a la vez que la capa de reparto para conseguir de esta forma el monolitismo deseado y evitar efectos de despegue provocados por la retracción. Las cuantías suelen ser mínimas mecánicas. No es habitual representar su efecto en los modelos de cálculo tradicionales de emparrillado.

2.2.4 Armadura pasiva

Las familias de armaduras pasivas pueden clasificarse desde dos puntos de vista fundamentalmente. Esfuerzos a los que hacen frente y lugar de ubicación.

Así, en función de los esfuerzos, se tienen familias de flexión longitudinal, torsión, cortante y rasante.

En función del lugar de ubicación se tienen familias de capa de reparto propiamente dicha, familias de elementos de atado y familias de juntas longitudinales.

Ambas clasificaciones están íntimamente ligadas por lo que conviene tener claro para qué sirve cada una.

2.2.4.1 Capa de reparto

Las familias de armadura que se colocan en la capa de reparto son de dos tipos. Longitudinales según los ejes de las placas y transversales. Ambas familias se colocan en las caras superior e inferior con cuantías distintas en general. Recogen parte del trabajo de flexión longitudinal y transversal, torsión y cortante.

Las cuantías de armadura de flexión-torsión habitualmente dispuestas para el rango de luces de 4 a 11 m oscilaban entre 3 y 6 cm²/m en los primeros tableros para espesores de capas de reparto de 10, 15 y hasta 20cm. Posteriormente se introdujo una tendencia de aumento de las cuantías motivada por el aumento del espesor de la capa y las luces. En la actualidad se ha impuesto el empleo generalizado de capas de 20cm de espesor que son más rígidas y por lo tanto absorben mayores esfuerzos, con el consiguiente aumento de cuantías, a cambio de disminuir los esfuerzos sobre las placas.

No es habitual encontrar armadura transversal a modo de cercos para el trabajo de cortante puesto que el espesor de la capa suele ser suficiente para hacer frente a estos esfuerzos. En alguna ocasión puede aumentarse la cuantía de armadura longitudinal o transversal para aumentar la capacidad a cortante antes que disponer cercos puesto que esto supone una dificultad constructiva. Las disposiciones constructivas habituales se basan en mallazos electrosoldados colocados sobre separadores para garantizar los recubrimientos.

2.2.4.2 Juntas longitudinales

El trabajo fundamental de las juntas longitudinales es de cortante longitudinal (vertical y horizontal) y cortante transversal (vertical). De esta forma se consiguen puentear las cargas de una placa a la contigua. Según EHE-08, el método de cálculo de la resistencia a cortante de este tipo de elementos se basa únicamente en la consideración de las resistencias a tracción de los hormigones de los elementos que integran la junta, capa de reparto y placa alveolar. No se cuenta con la contribución de ninguna armadura. Es preceptivo por tanto dimensionar el espesor de la capa de reparto de forma que sea capaz de resistir el esfuerzo cortante vertical con ayuda de la placa alveolar.

Sin embargo, las juntas entre placas suelen albergar una serie de armaduras dispuestas en forma de cercos u horquillas que responden a dos planteamientos distintos.

Por una parte, tradicionalmente se ha supuesto que este tipo de tableros no respondía adecuadamente a las tensiones rasantes. Además, la caracterización de la respuesta resistente a rasante estaba sujeta a múltiples subjetividades como la rugosidad de la superficie o el carácter dinámico de las cargas. Por este motivo algunos proyectistas decidieron suplementar la capacidad resistente a rasante con una armadura de cosido dispuesta a modo de cercos u horquillas en el único sitio donde podía colocarse, la junta. La **Figura 2-6** muestra la disposición de esta armadura.

Figura 2-6: Disposición de armadura de conexión en junta longitudinal.

El otro planteamiento que justifica la colocación de armaduras en la junta es la falta de capacidad para soportar el esfuerzo cortante proveniente de la flexión longitudinal. Los cálculos habituales solían dar resultados de esfuerzos V_{rd} del orden de 20 a 40t por placa para luces de 4 a 11m respectivamente mientras que los cortantes resistentes V_{cu} oscilaban entre valores de 25 a 30t por placa. Esto obligaba a suplementar con armadura en forma de cercos colocados en las juntas longitudinales entre placas. La cuantía de esta armadura solía ser bastante baja en comparación con una armadura mínima de referencia por lo que finalmente se disponían cuantías mínimas del orden de 8 cm²/ml de junta.

2.2.4.3 Elementos de atado perimetral

La armadura de los elementos de atado se corresponde básicamente con cuantías mínimas geométricas o mecánicas. No son elementos fuertemente solicitados porque su misión no es puramente resistente sino de mantenimiento de la geometría salvo que se les requiera como diafragmas para hacer frente a acciones horizontales como en el caso del sismo por ejemplo. En este caso es necesario dimensionar las armaduras conforme al modelo de diafragma elegido[7].

2.3 Ámbitos de luces

La Instrucción de Obras de paso de nueva construcción del Ministerio de Fomento[8] recoge el rango de utilización más frecuente de diferentes tipologías de obras de paso en función de las luces de vano. Respecto a los tableros de placa alveolar no hay ninguna referencia explícita pero es una realidad innegable que estos existen y funcionan. Por tanto, parece lógico estudiar la posibilidad de aplicación de dicha tipología en ámbitos donde habitualmente se utilizan otras.

2.3.1 Luces entre 5 y 10m

Para luces entre 5 y 10 m suelen emplearse soluciones de tipo marco, pórtico o bóveda. Pueden ser in situ o prefabricadas. Los tableros de placa alveolar representan una clara alternativa a estas tipologías en este rango de luces porque las posibilidades tecnológicas de los materiales y de los procesos de fabricación permiten resolver tableros con productos de catálogo. Placas de 35 ó 40 cm son suficientes para resistir el rango de luces mencionado.

La interacción existente entre las fases de ejecución de elementos in situ (estribos o capa de reparto) con las fases de montaje de placas puede determinar la ventaja de los sistemas de placas frente a los ejecutados íntegramente *in situ* o los completamente prefabricados en cuanto a plazos o precios respectivamente.

En el caso de los marcos in situ parece claro que, a igualdad de tiempos para ejecución de subestructura, la terminación del dintel es más ventajosa con el sistema de placas alveolares porque el proceso es casi inmediato.

Si se trata de marcos prefabricados quizás el sistema de placas no sea tan rápido si la subestructura del tablero de placas se ejecuta in situ. Existe sin embargo la posibilidad de prefabricar la

subestructura a base de escamas para formar macizos de suelo reforzado o colocar placas alveolares verticales para sostener las tierras al amparo de las cuales se construye un cargadero.

Respecto a los pórticos, ya sean prefabricados o in situ, el hecho de que requieran una cimentación que casi con toda probabilidad se ejecuta in situ por razones económicas, coloca al sistema de placas alveolares como claro competidor por las razones anteriormente expuestas. El sistema es suficientemente versátil para adaptarse a las opciones de prefabricación o ejecución mixta.

Por último, la bóveda no suele ser una tipología contra la que puedan competir las placas alveolares porque el trabajo de aquellas es fundamentalmente mediante formas que resisten básicamente compresiones mientras que el de éstas se basa en la flexión.

2.3.2 Luces entre 10 y 15m

Los rangos de luces de 10 a 15m suelen estar gobernados por las tipologías pórtico o losas de hormigón armado de canto constante. El hecho de que las losas sean íntegramente estructuras ejecutadas in situ permite que el sistema de placas alveolares esté en clara ventaja respecto de aquel. No hay discusión posible sobre la rapidez y economía de la solución.

En este rango de luces se utilizan placas de 40cm de canto para luces del orden de 12m. Para luces en el entorno de los 15m se está, en términos generales, cerca de la frontera de las posibilidades tecnológicas convencionales de fabricación con cantos de placas de 50cm puesto que fabricar placas con cantos mayores de 50cm no es muy habitual. No obstante, este es el rango habitual de luces donde el sistema se muestra muy presente y donde puede competir mejor en economías de plazos y costes.

2.3.3 Luces entre 15 y 20m

En este ámbito se suma una nueva tipología a la losa de canto constante, los tableros de vigas pretensadas. Cuando se piensa en rapidez de ejecución y economía, los tableros de vigas se han mostrado imbatibles.

Sin embargo, debido al interés de los fabricantes por aplicar la placa alveolar en ámbitos cada vez más amplios, surge la necesidad de fabricar placas con cantos cada vez mayores. En estos momentos se fabrican placas de 80cm de canto para ser colocadas en tableros del orden de 20m de luz como ya se ha dicho. Pero no todo consiste en fabricar placas cada vez más grandes puesto que conforme aumenta la luz de los tableros ciertos efectos se magnifican y la tecnología convencional no es capaz de hacerles frente. Es el caso de la tensión rasante en la junta entre capa de reparto y placa alveolar. Para luces del orden de 20m no se puede hacer frente, a priori, a estos esfuerzos sin armadura de cosido. Esto ha obligado a modificar el proceso de fabricación de las placas para poder colocar armadura en forma de horquillas dentro de las mismas. De esta forma se enfrentan satisfactoriamente los problemas derivados del cortante y del rasante. No obstante, se está en una situación de desconocimiento respecto al uso de esta tipología para este rango de luces porque las realizaciones no abundan y aún no se ha podido observar el comportamiento en servicio a largo plazo. Ni siquiera hacer ensayos a escala real para medir fuerzas o corrimientos.

2.4 Modelización de forjados de placa alveolar pretensada

El alcance de la modelización de los forjados de placa alveolar, al igual que cualquier sistema estructural, depende del nivel de precisión que se pretenda alcanzar. La representación de fenómenos locales de plastificación o rotura suponen habitualmente modelos no lineales muy complejos y que suelen consumir mucho tiempo de cálculo.

Cuando se trata de representar la realidad hasta el momento de aparición de no linealidades, los modelos se simplifican bastante por encontrarse los materiales dentro de regímenes elásticos y lineales. Esto se corresponde con la filosofía de los Estados Límite para la obtención de esfuerzos.

Una vez que está claro el nivel de detalle que se quiere alcanzar hay que elegir modelos que permitan reducir los tiempos de cálculo. Así, en forjados de placa alveolar existen básicamente tres posibilidades para la determinación de los esfuerzos.

- Mediante ábacos basados en la teoría de la elasticidad y asumiendo la hipótesis de indeformabilidad horizontal del forjado es posible obtener los porcentajes de carga que le corresponde a cada placa de entre un total de cinco que conforman un forjado tipo.
- Los elementos finitos de tipo lámina permiten modelizar un forjado de placa alveolar de una forma muy precisa en lo que a rigideces se refiere. La ortotropía queda perfectamente caracterizada mediante estos modelos pero la preparación de los mismos no es inmediata.
- Los modelos de elementos finitos formados por barras se muestran en la actualidad como una alternativa muy fiable para obtener los esfuerzos en un forjado convencional sin capa de reparto. Son capaces de representar el efecto del espesor de la placa y por consiguiente las repercusiones que ello tiene sobre la distribución transversal de esfuerzos.

A continuación se hace un análisis detallado de las particularidades de cada método. No debe olvidarse que tanto los modelos teóricos expuestos así como los ensayos de laboratorio referenciados no incluyen un elemento considerado como fundamental para entender el funcionamiento de estos puentes; la capa de reparto. Sin embargo, el conocimiento de estos métodos permitirá el desarrollo de sistemas más complejos para abordar el estudio del comportamiento de aquellos.

2.4.1 Modelos basados en ábacos

Es el sistema tradicional prescrito por EN 1168 CEN/Tc229 y EHE-08 (Anejo-12). Está basado en unos gráficos que permiten obtener la distribución del reparto transversal de cargas de un forjado sin capa de reparto formado por cinco placas alveolares cuyo trabajo se supone conjunto mediante la teoría de la elasticidad.

Las placas se modelizan como elementos isótropos o anisótropos y las juntas longitudinales se representan mediante rótulas a modo de bisagras permitiendo el libre giro transversal de una placa respecto a otra. De esta forma se transmiten los cortantes de una placa a otra pero no los momentos flectores transversales.

Existe cierta variedad de ábacos para distintos tipos y posiciones de cargas y condiciones de sustentación. Sin embargo no suelen usarse habitualmente para proyectar porque las geometrías suelen ser más complicadas y no es fácil reproducir un caso general como suma de los casos que aparecen en los ábacos.

La **Figura 2-7** muestra las curvas de reparto (α_1 - α_5) de una carga puntual centrada respecto al ancho del forjado y respecto al vano; también se muestra la distribución de cortantes verticales en las juntas.

Figura 2-7: Ábaco de reparto transversal y cortante en juntas.

Puede suponerse que a partir de 5 placas el reparto no tiene apenas influencia sobre los esfuerzos simplificando de esta forma cualquier caso de forjado con un número mayor de placas. Esta hipótesis es tanto más segura cuanto mayor es la luz.

Para luces pequeñas el mecanismo de reparto transversal penaliza la placa directamente cargada mientras que para las luces mayores el reparto es más homogéneo. Sin embargo, cuando se incorpora la capa de reparto, el efecto de la distribución transversal se deja notar más allá de la 5ª placa debido a la rigidez que aporta dicho elemento.

2.4.2 Modelos de elementos finitos de tipo losa

En las instrucciones mencionadas en el epígrafe anterior se permite, basándose en la teoría de la elasticidad, modelizar las placas alveolares como losas, que no láminas, isotropas o anisótropas. En ningún caso se hace referencia a la representación de la capa de reparto; tan sólo se establecen recomendaciones sobre las condiciones geométricas que tiene que cumplir la misma.

El hecho de considerar elementos tipo losa para la modelización de las placas asume implícitamente la hipótesis de que sobre las mismas sólo van a aparecer esfuerzos de flexión, torsión y cortante provocados por acciones perpendiculares al plano de las mismas. Sin embargo, las mismas normativas de referencia establecen la premisa de indeformabilidad horizontal en el plano del forjado para poder asumir la hipótesis de funcionamiento de reparto transversal. Por tanto, si aparecen esfuerzos contenidos en el plano, parece más correcto modelizar las placas con elementos de tipo lámina cuya formulación permite tener en cuenta tanto los esfuerzos perpendiculares al plano medio del elemento como los contenidos en el mismo.

Los elementos finitos usados en este método suelen ser cuadriláteros de cuatro nodos de tipo isoparamétrico y con funciones de interpolación lineal.

La modelización de un metro lineal de placa de 1.20m de anchura se representa mediante 30 elementos de 0.2 x 0.2 m². Parece que la precisión es suficiente y los tiempos de cálculo son razonables. Un modelo habitual de 6 placas de 1,20m se representa en la Figura 2-8.

Figura 2-8: Modelo de elementos finitos isoparamétrico de 4 nodos tipo lámina.

Una placa alveolar es un elemento claramente ortótropo con comportamientos longitudinal y transversal distintos. Es necesario representar la diferencia de rigideces según las dos direcciones. La mayoría de los programas de elementos finitos permiten introducir modificadores de las propiedades de la sección según determinadas direcciones. De esta forma se consiguen variar las inercias a flexión y las áreas reducidas por cortante de forma independiente. Esta suele ser la técnica más empleada. Existe sin embargo un pequeño defecto en este tipo de modelización. La rigidez torsional GJ del elemento finito es única para ambas direcciones. El módulo de deformación transversal G depende de un único módulo de deformación longitudinal E y de un único valor de la inercia a torsión J . Este defecto tiene mayor o menor influencia sobre los resultados en la medida en que las inercias a torsión longitudinal o transversal se diferencien.

Otra forma de representar la ortotropía, que además resuelve el problema anterior de la diferencia de rigideces a torsión, es mediante la creación de determinados materiales ficticios, no isotropos, cuyas propiedades E y ν permitan que los productos EI y GJ representen la realidad. Si, además, a este método se le aplican los coeficientes modificadores de las propiedades de la sección, es posible entonces manipular todos los valores de rigidez a flexión y torsión tanto longitudinal como transversal. Es un método más exacto pero requiere más tiempo de preparación. La elección de uno u otro dependen lógicamente de la precisión requerida.

De forma simplificada las juntas entre placas se representan mediante rótulas que anulan los momentos flectores transversales pero no los cortantes ni las flexiones longitudinales. El porcentaje de carga sobre la placa directamente cargada obtenido del cálculo debe multiplicarse en ELU por un coeficiente $\gamma=1.25$ y el porcentaje total de la carga transmitido a través de los elementos adyacentes puede reducirse en la misma cuantía distribuyéndose entre el resto de placas en función de sus correspondientes porcentajes de participación.

Con este método la obtención de esfuerzos de flexión cortante y torsión en las placas no es inmediata. Es preciso que el programa en cuestión disponga de herramientas y utilidades de integración de tensiones a lo largo de la serie de elementos que representan la sección de la placa alveolar. Sin embargo, este tipo de modelización es muy rápido para obtener los porcentajes de carga sobre cada placa.

2.4.3 Modelos de elementos finitos de tipo barra

El elemento de tipo barra es el más manejable y accesible por todos los programas comerciales. La obtención de los esfuerzos de flexión cortante y torsión es inmediata pero su potencia para representar según qué efectos es más limitada.

La directriz de una placa alveolar puede ser representada perfectamente mediante una serie de barras dispuestas una a continuación de otra. Un forjado puede ser representado por una serie de directrices yuxtapuestas separadas la distancia entre ejes de placas. Faltaría sin embargo resolver el problema de la conexión transversal entre placas, esto es, la modelización de las juntas longitudinales entre placas.

Según se ha visto en el apartado anterior las juntas pueden ser representadas mediante rótulas; por tanto sería perfectamente aceptable conectar transversalmente los nodos de las directrices de cada placa mediante barras indeformables de longitud el intereje de las placas. En el centro de estas barras transversales se colocaría una rótula. De esta forma quedaría perfectamente representado, a priori, el comportamiento de un forjado compuesto por placas alveolares sin capa de reparto.

Existen sin embargo dos aspectos que se obvian con este primer nivel de modelización. El primero es el comportamiento transversal de cada placa, que no del forjado. Las placas suelen ser elementos de 1.20m de anchura que teóricamente pueden estar solicitadas a flexión transversal. Este efecto suele ser determinante en el comportamiento cuando existen vuelos laterales. En un forjado convencional donde todas las placas descansan sobre sus extremos el efecto de la flexión transversal puede despreciarse como podrá comprobarse más adelante en la calibración de los distintos tipos de modelización.

El segundo aspecto de importancia que no recoge el modelo de barras descrito anteriormente es el llamado efecto del espesor (canto) de la placa. Las placas alveolares están en la práctica conectadas entre sí mediante juntas longitudinales que se hormigonan in situ. Normalmente las juntas están fisuradas y tradicionalmente se asume que actúan más o menos como rótulas. Como consecuencia, la distribución de las cargas aplicadas sobre las placas introduce momentos torsores sobre las mismas, con las correspondientes deformaciones, que a su vez introducen fuerzas de contacto horizontales sobre las juntas longitudinales. Esta hipótesis se formuló en el año 2004 a la luz de los resultados del proyecto europeo HOLCOTORS[9] basado en una amplia campaña experimental para caracterizar el comportamiento a cortante y torsión de los forjados de placas alveolares. La **Figura 2-9** muestra el esquema resistente primario de distribución transversal de cargas en el cual se basa la hipótesis.

Figura 2-9: Esquema de transmisión transversal de cargas.

Las fuerzas de contacto horizontales provocan a su vez momentos torsores de sentido contrario al que provocan las acciones exteriores. Este efecto tiene una gran influencia sobre el comportamiento de los forjados y es de vital importancia su inclusión en los modelos de cálculo.

Para ello Lundgren, Broo y Engström [10], de la Universidad de Chalmers en Göteborg (Suecia), definen la sección transversal de cada placa mediante un único elemento de tipo barra alineada con la directriz. Además, una serie de nodos llamados nodos esclavos se posicionan en las esquinas de la sección transversal. Estos nodos se unen a los nodos de la directriz de forma que, de cara a las

deformaciones y giros de la sección transversal, se asumen dos hipótesis básicas de funcionamiento. La primera es que las secciones planas permanecen planas tras la deformación (hipótesis de Navier-Bernoulli). La segunda propone que, frente a los giros de torsión, la sección se comporta como un sólido rígido. Esto es equivalente a aceptar la hipótesis de torsión uniforme de Saint Venant. La **Figura 2-10** muestra la propuesta global de Lundgren, Broo y Engström para modelización de la sección transversal. El nodo representando a la directriz de la placa se coloca en el centro de gravedad de la sección. Los 4 nodos esclavos se colocan sobre las esquinas de la placa.

Figura 2-10: Modelo de nodos esclavos de Lundgren, Broo y Engström.

2.4.3.1 Variables de gobierno de la junta

Entre los nodos esclavos del contorno de las placas adyacentes se colocan elementos de conexión que representan el comportamiento de la junta longitudinal entre placas. En la dirección normal a la junta se permiten fuerzas de compresión. También se permiten fuerzas de tracción pero en menor medida para simular el comportamiento del hormigón fisurado. En las direcciones vertical y longitudinal, Lundgren introduce rigideces adecuadas para recoger los efectos del cortante que atraviesa las juntas.

La bondad de este método de modelización propuesto ha sido contrastada mediante comparaciones con ensayos de laboratorio realizados anteriormente por Walraven[11]. Los ensayos se hicieron sobre un forjado apoyado en tres bordes compuesto por dos placas sobre el que se aplicaron cargas puntuales en el borde libre en distintas posiciones.

El dispositivo ensayado estaba formado por placas alveolares pretensadas de distintos espesores y una luz de 6m simplemente apoyadas en tres de sus bordes. A lo largo del borde libre se disponían cuatro estaciones sobre las que se aplicaban cargas desde 50 hasta 250kN y se medían las deformaciones en cada una de las cuatro estaciones para todas las posiciones de carga.

La **Figura 2-11** muestra el dispositivo de los ensayos de laboratorio realizados por Walraven y Van der Marel (1992). También muestra el ajuste entre los resultados de los ensayos y las predicciones del modelo propuesto por Lundgren. Los resultados mostrados corresponden a los máximos desplazamientos obtenidos a lo largo del borde libre para todas las posiciones de las cargas.

Figura 2-11: Contraste del modelo propuesto por Lundgren, Broo y Engström.

La precisión con que describe el modelo sueco el comportamiento de las placas alveolares es más que razonable. No obstante, a pesar de la versatilidad y rapidez de aplicación del método, se introduce una nueva variable que es preciso caracterizar para que los resultados sean fiables. La rigidez de la junta.

De los métodos recogidos en las instrucciones de referencia se obtiene la primera aproximación para la representación del comportamiento de las juntas mediante rótulas. Sin embargo, la realidad no es tan sencilla. El comportamiento de la junta está fuertemente condicionado por la apertura de la misma. Según *fib* [12], pequeñas fisuras de retracción aparecen en el contacto entre placa y hormigón vertido in situ cuyo ancho δ_i condiciona fuertemente la superficie de contacto y por tanto el comportamiento.

Elliot, Davies y Bensalem [13] dan una serie de valores del ancho de fisura en función de una serie de condiciones iniciales probadas en ensayos de laboratorio. Los factores que influyen decisivamente sobre el ancho de fisura son:

- Edad de las placas alveolares en el momento del hormigonado de la junta.
- Tamaño de la junta entre placas (ancho de la junta).
- Retracción del hormigón de relleno de la junta.

La **Tabla 2-1** adjunta muestra los valores de δ_i para diferentes edades de las placas alveolares. La deformación del hormigón de la junta se ha considerado constante e igual a 600×10^{-6} .

Edad de la placa (días)	Ancho de placa (mm)	Ancho de la junta longitudinal (mm)	δ_i (mm)
< 7	1200	25	0.215
		50	0.230
	600	25	0.115
		50	0.130
28	1200	25	0.135
		50	0.150
	600	25	0.075
		50	0.090
90	1200	25	0.095
		50	0.110
	600	25	0.055
		50	0.070

Tabla 2-1: Valores del ancho de fisura δ_i en la junta.

A la vista de los resultados parece razonable esperar el máximo tiempo posible entre la fabricación de la placa y la ejecución de la junta. Pero esto es seguramente antieconómico tanto para el prefabricador, por la capacidad de almacenamiento requerida, como para el constructor por el retraso en los plazos de ejecución.

La realidad es que la placa se monta normalmente a la mayor brevedad posible tras su fabricación y la junta se hormigona a los pocos días lo cual, a pesar de ser un factor desfavorable para la reología de la junta, representa una clara ventaja para el control de las tensiones rasantes que se producen en la interfaz de contacto situada entre la capa de reparto y la cara superior de las placas alveolares. Este efecto se verá con detenimiento en el Capítulo 5.

El comportamiento de la junta está gobernado básicamente por dos mecanismos resistentes denominados de acuñaamiento y de rozamiento. El efecto de acuñaamiento (shear wedging) se produce por el contacto físico (enclavamiento) entre las paredes de la junta y el hormigón vertido in situ. Es sumamente importante para su desarrollo la forma que adopta el perfil de la entalladura de la junta.

El efecto de rozamiento (shear friction) aparece cuando las fuerzas de compresión normales al plano de la junta permiten acercar el hormigón vertido in situ a las placas. En ese momento se produce una fuerza de rozamiento que es función directa del coeficiente de rozamiento entre hormigones μ y de la fuerza normal al plano de la junta. Para que este efecto se pueda desarrollar es fundamental que se cumpla la hipótesis de indeformabilidad horizontal del forjado.

La **Figura 2-12** muestra los mecanismos descritos.

Figura 2-12: Mecanismos de acuñamiento y fricción en la junta.

La caracterización de la rigidez conjunta que aportan ambos mecanismos está determinada por la limitación del ancho máximo de fisura permitido en la junta $\delta_{l\max}$. Según Elliot, Davies y Wahid Omar[14], los datos de los ensayos muestran que el mecanismo de fricción falla cuando se permiten anchos de fisura de 0.9mm. Por tanto, una aproximación suficientemente fiable para asegurar el funcionamiento del mecanismo global resistente de la junta consiste en limitar el ancho de fisura máximo a $\delta_{l\max}=0.5\text{mm}$. Este será el valor que se adopte en los modelos para caracterizar el ancho de fisura inicial de la junta entre placas.

El proyectista de este tipo de puentes debería tener caracterizado el valor de la apertura máxima esperable de la junta longitudinal en función de todas las variables descritas anteriormente.

2.5 Análisis comparativo de los métodos de modelización de forjados de placa alveolar pretensada

Una vez hecho el repaso de las principales herramientas disponibles en la actualidad para modelización de forjados de placa alveolar pretensada conviene conocer el alcance de cada uno de ellos en términos de precisión para determinar cuál es el más recomendable en función del objetivo perseguido.

La elección del tipo de modelización a emplear está condicionada por dos factores. Nivel de precisión requerido y tiempo de análisis, que no de cálculo. El nivel de precisión no es una variable cuantificable en términos absolutos. El hecho de que un determinado elemento de modelización permita obtener una serie de resultados, a priori más completos, que otro elemento menos sofisticado no significa que los resultados obtenidos con aquel vayan a ser mucho más fiables que los obtenidos con este. Es una cuestión de conocer el mecanismo resistente fundamental para poder encuadrarlo dentro de un conjunto de herramientas que permita representar las principales variables que gobiernan el comportamiento de la estructura. Así, por ejemplo, es absurdo empeñarse en representar el efecto del momento flector transversal en una placa alveolar simplemente apoyada en sus extremos porque no es una variable fundamental.

Los tiempos de análisis suelen ir asociados a los niveles de precisión. Elegir modelos muy precisos requiere habitualmente de tiempos de preproceso y postproceso mayores. En términos generales, para el mundo del proyecto, se persiguen modelos que predigan los esfuerzos principales de una forma relativamente rápida y sean capaces de soportar determinados cambios de parámetros sin que ello se traduzca en prolongados tiempos de análisis.

Con estas premisas, los investigadores Lundgren, Broo y Engström desarrollan un estudio comparativo[10] de los distintos métodos de modelización de forjados sin capa de reparto encuadrado dentro de una campaña de investigación (HOLCOTORS) cuyo objetivo era el de aumentar el nivel de conocimiento sobre el comportamiento a torsión de las placas alveolares y desarrollar una estrategia de modelización que permitiera describir el comportamiento de forjados de placa alveolar frente a cortante y torsión hasta el momento del colapso.

Se parte de un forjado formado por cinco placas alveolares simplemente apoyadas en sus extremos sometido a una carga puntual de 100kN centrada en el vano y en el ancho. Las luces estudiadas son 4, 7, 12 y 14m. La **Figura 2-13** muestra la disposición general del forjado.

Figura 2-13: Disposición general del forjado.

Tres métodos de modelización fueron analizados. El primero de ellos es un modelo con elementos tipo barra y nodos esclavos basado en la propuesta de Lundgren, Broo y Engström. A cada barra se le asigna las propiedades de una de una placa de 400mm de canto y 1200mm de ancho. Las inercias y áreas brutas se obtienen mediante la discretización de la sección en 17 áreas poligonales adaptadas a los contornos.

La **Figura 2-14** muestra el esquema de discretización y características de la sección de la placa.

Figura 2-14: Discretización y características de la sección de la placa.

Las áreas reducidas por cortante se ajustaron mediante los correspondientes coeficientes y las inercias a torsión se obtuvieron de los ensayos de torsión pura sobre placas alveolares de 400mm de canto llevados a cabo por Pajari[15].

Las conexiones entre nodos esclavos de placas contiguas (juntas) se modelizaron con elementos de contacto que permitían compresiones y muy pocas tracciones. El valor de la rigidez a compresión

de la junta fue de 3×10^{10} N/m³ mientras que a tracción la rigidez fue de 1×10^4 N/m³. La rigidez transversal de la junta adoptó el valor de 1×10^9 N/m³.

El segundo modelo, análogo al de la **Figura 2-8**, emplea elementos finitos de tipo lámina con forma de cuadriláteros de cuatro nodos con formulación de interpolación lineal. El espesor de los elementos es de 354mm para que la inercia principal a flexión coincida con la de la placa. La rigidez a flexión transversal se considera la misma que la longitudinal. La rigidez a torsión se toma igual a la del elemento finito sin minorar.

Las juntas se modelizan como rótulas. Para ello se permiten fuerzas de tracción y compresión en el plano normal de la junta y se permiten también fuerzas de corte verticales. Todo ello se materializa mediante rigideces de valor 3×10^{10} N/m³ para las fuerzas de tracción y compresión y 1×10^9 N/m³ para la rigidez a cortante de la junta.

Por último se utiliza un modelo basado en la teoría de la elasticidad del que se obtiene, mediante los ábacos descritos en *FIP*[16], la distribución de la carga aplicada entre las distintas placas que conforman el forjado.

La **Figura 2-15** muestra la distribución de momentos flectores en el centro del vano. Los resultados obtenidos con los distintos tipos de modelos están muy próximos entre sí y a su vez se parecen bastante a los valores de los ábacos.

Figura 2-15: Distribución de momentos flectores en centro de vano.

La distribución de cortantes en los apoyos mostrada en la **Figura 2-16** no sigue el mismo patrón que los momentos flectores. Se distribuyen mucho más. La razón es por la rápida transmisión de la carga a través de las juntas longitudinales. La conexión entre placas establece condiciones de contorno que modifican los mecanismos de transmisión.

Figura 2-16: Distribución de cortantes en apoyos.

Esta distribución de cortantes más uniforme es la responsable de que el máximo cortante sobre la placa directamente cargada no se encuentre en los apoyos sino bajo la carga aplicada. La **Figura 2-17** muestra la distribución de cortantes de las placas del forjado para el caso de 7m de luz.

Figura 2-17: Distribución de cortantes placas de 7m de luz.

Puede establecerse por tanto la conclusión de que el modelo de barras y nodos esclavos de Lundgren, Broo y Engström presenta unos niveles de precisión muy adecuados a la vez que menores tiempo de proceso que los modelos de láminas. Permite representar la interacción entre la flexión y torsión de las placas individuales y por tanto el comportamiento global de las mismas y de un conjunto de placas conectadas entre sí. La obtención de esfuerzos para dimensionamiento en ELU o ELS es correcta e incluso se puede extrapolar este tipo de modelo para predecir mecanismos de fallo globales de los forjados o tableros sin más que introducir ecuaciones constitutivas no lineales para los materiales.

2.6 Modelización tradicional de tableros de placa alveolar

A pesar de los medios disponibles en la actualidad y de la posibilidad de representar efectos tales como el espesor de las placas dentro de un forjado o tablero, el método del emparrillado sigue estando en plena vigencia. Esto se explica principalmente por dos motivos.

- Permite modelizar y analizar un tablero en, relativamente, poco tiempo y es capaz de aportar resultados sobre la mayoría de los esfuerzos involucrados en el funcionamiento del conjunto.
- Es suficientemente versátil para ajustar el nivel de precisión requerido. Se pueden utilizar distintos niveles de modelización. Desde un emparrillado plano convencional donde la placa alveolar y la capa de reparto se colocan a la altura del centro de gravedad del conjunto hasta un emparrillado espacial donde existen dos planos de barras paralelos situado cada uno de ellos en el centro de gravedad del elemento en cuestión y conectados entre sí mediante barras rígidas indeformables.

La tendencia habitual en la modelización de tableros formados por placas alveolares está basada en el empleo de emparrillados planos de tipo 1 descritos en los apuntes de J. Manterola[17] y es una extrapolación de los tableros de vigas.

Se disponen las barras longitudinales representando el conjunto formado por la viga más la parte de capa de reparto (capa de compresión) tributaria. Transversalmente se introducen barras que representan a la capa de reparto exclusivamente. Sin embargo, este método tiene limitaciones y no puede ser aplicado tal cual a los tableros de placa alveolar porque introduce una fuente de error en el planteamiento.

Las barras transversales que representan la capa de reparto actúan con una luz de cálculo equivalente a la separación entre ejes de placas y esto introduce importantes flexiones transversales que en la realidad no se presentan y que restan mucha efectividad al elemento. Además, las placas

están conectadas a través de las juntas longitudinales y esto tampoco se representa fielmente en el modelo.

Es necesario refinar el modelo de emparrillado plano para conseguir representar la realidad con mayor acierto. Para ello, cada una de las placas alveolares se modeliza mediante dos barras longitudinales del emparrillado representando cada una de ellas la mitad de la sección transversal más la parte tributaria de la capa de reparto[2]. A estas barras se les asignan las características de áreas e inercias a flexión y torsión correspondientes.

Las barras transversales representan a la capa de reparto y suele haber dos tipos. Barras transversales interiores, situadas entre las dos barras longitudinales de cada placa que representan transversalmente a la placa más la capa de reparto, y barras transversales exteriores que representan la junta entre placas.

A las barras transversales interiores se les asignan las áreas e inercias transversales del conjunto mientras que a las barras transversales exteriores sólo se les asignan las propiedades de la capa de reparto. De esta forma se recoge en cierta manera el efecto del debilitamiento que supone la junta entre placas y, aunque no llega a ser una rótula tal y como prescriben las normativas, es en cierto modo un punto débil para la flexión y el cortante.

De este tipo de modelos se obtienen de forma directa los esfuerzos principales de flexión y cortante tanto longitudinal como transversal, esfuerzos rasantes y cortantes en juntas. Los esfuerzos de torsión, esta es una carencia de este método, hay que procesarlos mediante los cortantes multiplicados por la distancia al centro de gravedad real de la placa a los que se les suman los torsos propios de las barras para trasladarlos al centro de gravedad de la sección compuesta.

Cualquier otro planteamiento que intente aproximar la respuesta introduciendo algún otro elemento complica el modelo y no suele utilizarse.

La **Figura 2-18** muestra un emparrillado típico tradicional para representar tableros de placa alveolar. En este caso se trata de un tablero de 7.20m de ancho (6 placas). Las líneas discontinuas muestran los contornos de las placas y en continuo se muestran las barras del emparrillado. Lo más destacable respecto a la versatilidad del modelo es que la variación de luces se puede hacer rápidamente sin más que variar la longitud de las barras puesto que el vano siempre se discretiza mediante ocho elementos.

2.7 Calibración de herramientas de modelización

En el epígrafe 2.5 se han mostrado dos herramientas de última generación para modelización de elementos de piso formados por placas alveolares sin capa de reparto. Incluso se han mostrado comparativas entre ambos métodos y con ensayos de laboratorio a escala real mostrando una adecuada correlación. Sin embargo, es necesario desarrollar una experiencia propia respecto a ambos métodos de modelización para poder asegurar que se tiene la adecuada solvencia técnica de cara al planteamiento de un modelo global de tablero de tipo híbrido basado en los dos tipos de elementos, barras y láminas, para representar las placas alveolares y la capa de reparto.

Para la calibración del modelo de elementos finitos de tipo lámina se opta por la modelización de una serie de forjados formados por cinco placas alveolares simplemente apoyadas sobre sus extremos con luces variables entre 4 y 14m sometidos a dos hipótesis de carga. Se obtienen los correspondientes gráficos de reparto transversal que se contrastan con los de EHE-08.

El modelo de barras y nodos esclavos se calibra mediante un forjado de 12m de luz compuesto por ocho placas alveolares (9.60m de anchura) sometido a una única hipótesis de carga excéntrica. Los resultados se contrastan con los obtenidos en la modelización de un forjado formado por cinco placas e idéntica luz realizada por Lundgren y Plos[18] sometido igualmente a una carga excéntrica. En este caso se ha optado por introducir un cierto sesgo respecto al ancho del modelo

de referencia (6m) para investigar posibles desviaciones en el comportamiento, si las hubiere, e intentar averiguar sus causas antes de abordar la modelización global del tablero híbrido.

Los resultados de la calibración de ambos modelos se encuentran en el Anexo-A. y las conclusiones de los estudios se incluyen a continuación.

2.7.1 Modelos de elementos finitos de tipo lámina

- Representan con cierta verosimilitud el comportamiento a flexión y cortante de un elemento de piso formado por placas alveolares pretensadas sin capa de reparto.
- Son incapaces de recoger el efecto del espesor de las placas y por tanto, aunque las distribuciones de momentos torsores son realistas en cuanto a la forma de la ley, las magnitudes de las mismas no lo son. Este aspecto es especialmente importante dada la poca capacidad resistente a torsión de este tipo de elementos. Una inadecuada estimación de esfuerzos puede ser determinante en el comportamiento del forjado.
- Es conveniente formular elementos cuadrangulares de tipo lámina que reproduzcan los comportamientos conjuntos de membrana y placa. Cuatro nodos por elemento son suficientes. El tamaño de los elementos no parece influir sobre los resultados siempre y cuando no se rebase el ratio de 1 a 4 de las dimensiones de los lados.
- El hecho de utilizar modificadores de las propiedades de la sección para representar efectos tales como los aligeramientos o la ortotropía no parece influir sobre los gráficos de reparto transversal puesto que en este caso no se han empleado y los resultados son acordes a los obtenidos en EHE-08[4] y Lundgren y otros[10]. Se han efectuado diferentes pruebas modificando el espesor de los elementos del modelo y los resultados de reparto transversal no han variado. No se puede asegurar lo mismo cuando exista capa de reparto en el forjado.
- Los resultados obtenidos para el reparto transversal de cargas mediante un cálculo MEF se pueden adoptar como válidos sin necesidad de mayorarlos por ningún coeficiente extra en ELU tal y como prescriben EHE-08 y EN 1168[5]

2.7.2 Modelos de elementos finitos de tipo barra y nodos esclavos (modelo sueco)

- Representa con gran exactitud el comportamiento de un forjado de placas alveolares sin capa de reparto puesto que es capaz de reproducir el efecto del canto de las placas y por tanto contribuye a una mejor aproximación a la distribución real de los esfuerzos de cortante y torsión que la obtenida con el modelo de elementos tipo lámina.
- Un mayor número de placas contribuye a un mayor reparto de esfuerzos. El mecanismo de reparto no se ciñe a cinco placas tal y como muestran las Normativas.
- Para el método de representación del canto de las placas (Modelo de Lundgren y otros), la apertura de las juntas tiene mayor influencia sobre el reparto de torsores y cortantes que sobre el reparto de momentos flectores.
- La modelización con elementos finitos de tipo barra con dos nodos se muestra suficiente para la representación de los principales mecanismos resistentes.

Figura 2-18: Modelo de empujamiento tradicional.

Capítulo 3. Análisis de un tablero tipo

Una vez conocidas las principales herramientas de modelización de forjados y su alcance conviene pensar en una vía adecuada para su implementación en el ámbito de la modelización de tableros de obras de paso.

La estrategia a seguir se basa en la elección de un tablero tipo representativo de la mayoría de luces y anchos de los ámbitos donde se aplica esta tipología. Se formula una propuesta de modelización denominada híbrida que contiene elementos finitos de tipo lámina para representar la capa de reparto y elementos finitos de tipo barra (con nodos esclavos) para representar las placas alveolares. Ambos sistemas se conectan de forma rígida mediante la imposición de condiciones cinemáticas. Las juntas longitudinales entre placas se modelizan mediante elementos de contacto no lineales.

Se describen las bases de cálculo empleadas y se muestran las comprobaciones pertinentes referentes a Estados Límite tanto de Servicio como Últimos.

3.1 Morfología del tablero tipo

La Instrucción de Trazado 3.1 IC[19] establece en la tabla 7.3 que para carreteras convencionales C-40 a C-80, independientemente del ancho de carriles o arcones, la anchura normal de plataforma oscila entre 7 y 10m. Si a esta anchura se suman espacios adicionales como zonas de tránsito peatonal de 1m a cada lado por ejemplo, podría alcanzarse un ancho máximo de plataforma de 12 m. De esta forma, cualquier obra de paso que tenga que salvar una carretera convencional de las descritas anteriormente, es muy probable que se encuentre en el rango de luces de 12m. Por ello parece lógico establecer como luz tipo este valor puesto que además pueden resolverse los tableros con cantos aproximados de placa de 35 ó 40cm que están al alcance de la práctica totalidad de fabricantes y por tanto dentro de los límites de las posibilidades tecnológicas convencionales.

El anterior razonamiento puede no ser válido cuando se tiene la necesidad de salvar cauces o adaptarse a entornos montañosos. En ese caso, la disposición de varios vanos isostáticos o semi-contínuos puede solucionar el problema del paso.

Por otra parte, la tabla 7.3 de la Instrucción de Trazado establece para carreteras convencionales C-40 a C-80 un ancho de las obras de paso entre 7 y 10m sin contar espacios adicionales. Si se piensa en 2m adicionales para paso de peatones más el espacio necesario para anclaje de elementos de contención (0,5+0,5m por ejemplo) podría alcanzarse un ancho máximo de 13m pero esta dimensión no es habitual según se ha podido comprobar en el documento de referencia[2].

Los anchos habituales suelen ser de 10m distribuidos en dos carriles de 3,5m, 2 aceras de 1m y 0,5+0,5m de espacio para anclaje de contenciones a cada lado. Se opta por esta distribución para el establecimiento del ancho del tablero. La **Figura 2-2** muestra la disposición.

3.2 Propuesta de un modelo híbrido

Vistas en el apartado 2.6 las posibles carencias del método del emparrillado plano para representar el trabajo real de torsión de las placas, se plantea un nuevo método de modelización para este tipo de tableros basado en las siguientes premisas.

- Las directrices de las placas alveolares se representan mediante elementos finitos de tipo barra. Cada nodo de la directriz se asocia a un conjunto de 4 nodos esclavos de manera que el conjunto se comporta como una única sección pudiendo representar de esta forma el espesor de las placas.
- Las juntas longitudinales entre placas se representan mediante elementos de contacto no lineales que conectan los nodos esclavos de placas contiguas.
- La capa de reparto se representa mediante elementos finitos de tipo lámina cuyos nodos se conectan mediante condiciones cinemáticas a los nodos de las placas.

Este tipo de modelización es novedoso en el sentido de que incorpora los avances de Lundgren, Broo y Engström, estudiados en casos sin capa de reparto, a un caso donde sí existe dicha capa.

El sistema de modelo híbrido propuesto se aplica sobre un tablero compuesto por ocho placas alveolares de 120cm de ancho y 40cm de canto separadas 3cm entre sí para materializar las juntas longitudinales. La luz de cálculo es de 12m. Sobre las placas se dispone una capa de reparto de 20 cm de espesor. Los laterales del tablero se rematan por sendos zunchos de borde de dimensiones 0,20 x 0,40m² que materializan, junto con los apoyos elastoméricos corridos, el diafragma frente a acciones horizontales.

Las características mecánicas de las placas se muestran en la **Tabla 3-1**. El eje X es horizontal y el eje Y es vertical ambos pasando por el centro de gravedad de la sección. La geometría se muestra en la **Figura A-11** del Anejo A

Canto de placa h (mm)	400
f_{ck} (Mpa)	40
$f_{ct,k}$ (Mpa)	2,45
E (Mpa)	30891
A (m ²)	0,2108
I_x (m ⁴)	4,43 10^{-3}
I_y (m ⁴)	2,80 10^{-2}
J (m ⁴)	9,03 10^{-3}
A_p (mm ²)	976.5

Tabla 3-1: Características de las placas.

Las placas se disponen simplemente apoyadas en los extremos de forma que los extremos tienen impedidos los tres desplazamientos y dos de los giros permitiendo el giro principal de flexión longitudinal. La directriz de cada placa se discretiza mediante 60 barras de 20cm de longitud. Asociados a cada nodo de la directriz se colocan cuatro nodos esclavos de forma que el conjunto de los cinco nodos representa la sección de la placa con su espesor.

Los elementos elegidos para la discretización de la directriz son barras de dos nodos que utilizan una formulación tridimensional de tipo viga-columna que incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones por cortante.

Las distancias entre nodos esclavos extremos de placas son de 3 cm para materializar el ancho de las juntas. Cada dos nodos, ver **Figura 2-10**, están unidos por un elemento de conexión no lineal que permite desarrollar fuerzas de compresión perpendiculares al plano de la junta. No se permiten tracciones. En las direcciones vertical y longitudinal de la junta se permiten fuerzas tanto de

compresión como de tracción. Las rigideces de los elementos de conexión se muestran en la **Tabla 3-2**.

Compresión junta (N/m ³)	3x10 ¹⁰
Tracción junta (N/m ³)	0
Cortante vertical junta (N/m ³)	1x10 ⁹
Cortante longitudinal junta (N/m ³)	1x10 ⁹

Tabla 3-2: Características de las juntas longitudinales.

Las juntas representan una no linealidad geométrica. Además, es necesario representar la apertura de las mismas de forma que se puedan tener en cuenta los fenómenos de retracción del hormigón vertido in situ, la edad de las placas y el tamaño de la junta. El valor de apertura de junta elegido es de $\delta_{ji} = 0,5\text{mm}$ puesto que representa el límite superior recomendado para que los mecanismos de fricción y acunamiento se puedan desarrollar[13].

La capa de reparto se modeliza mediante elementos finitos de tipo lámina (200 x 200mm²) de cuatro nodos con formulación general de Kirchhoff. Las características se muestran en la **Tabla 3-3**.

Espesor (mm)	200
f_{ck} (Mpa)	25
E (Mpa)	27264

Tabla 3-3: Características de la capa de reparto.

La vista general del modelo se representa en la **Figura 3-1**.

Figura 3-1: Vista general inferior del modelo.

Las especiales características del modelo exigen de una conexión rígida (ligaduras) entre los nodos que representan las placas y los nodos que representan la capa de reparto de forma que se cumplan las hipótesis de Navier-Bernoulli para la planeidad de las secciones después de deformarse y la hipótesis de Saint-Venant para torsión uniforme. La **Figura 3-2** representa los elementos de la sección transversal de dos placas del tablero (para mejor comprensión) y sus conexiones.

No debe confundir en la figura el hecho de que las ligaduras entre placas y capa de reparto se hayan representado solamente entre los nodos extremos de la capa de reparto. La realidad es que el conjunto de los nodos de cada placa (5) y el conjunto de los nodos de la capa de reparto tributaria a dicha placa (7) se solidarizan simultáneamente mediante las condiciones cinemáticas descritas. La complejidad del método, y también la eficacia, reside en que para cada sección transversal existe un

conjunto independiente de condiciones cinemáticas tanto para Navier como para Saint-Venant. Ello permite que cada sección del tablero se mueva independientemente según sus requerimientos tensionales.

Figura 3-2: Esquema de las conexiones del modelo.

3.3 Bases de cálculo

3.3.1 Acciones

Las acciones empleadas en el modelo son:

- Peso propio de placas: (PP)=5.27 kN/m
Obtenido mediante el área bruta de la sección considerando un peso específico del hormigón de 25 kN/m³.
- Pretensado: (P) = 976.5 kN (M) = -166 kNm
Se ha considerado una tensión de tesado de 1400Mpa. No se han considerado pérdidas en este caso.
- Peso propio de la capa de reparto: (PPCR)= 6 kN/m
Considerando un espesor de 20cm y un peso específico de 25 kN/m³. En el caso de las placas de borde se ha considerado un valor de PPCR= 9 kN/m debido al peso de los zunchos de atado.
- Resto de carga permanente aceras: (RCPA) = 5 kN/m²
Se consideran dos aceras de hormigón (25 kN/m³) de 1m de anchura y 20cm de espesor.
- Resto de carga permanente barreras: (RCPB) = 10 kN/m/barrera.
- Resto de carga permanente pavimento: (RCP) = 1.2 kN/m². Considerando un espesor de 5cm y un peso específico de 24 kN/m³
- Sobrecarga de uso uniforme: (SCU) = 4 kN/m² según IAP-98[20]
- Tren de cargas: (CA) = 6 x 100 kN según IAP-98[20]. Si bien no es la actualmente vigente, se trata de la versión utilizada en el proyecto original de este tipo de puentes y puesto que se trata de verificar el comportamiento bajo dicho conjunto de acciones, su empleo queda más que justificado.

Los valores de cálculo de las acciones se han obtenido de IAP-98 tanto para ELS como Para ELU.

3.3.2 Hipótesis de carga

Se han considerado seis hipótesis de carga.

- Peso propio (PP). Incluye el peso propio de las placas, capa de reparto y zunchos de atado perimetral. Se aplica sobre las barras de la directriz de cada placa.

Figura 3-3: Hipótesis de peso propio (PP).

- Pretensado (P). Incluye únicamente el pretensado de las placas y se aplica sobre las barras extremas de la directriz de cada placa. Se prescinde de pérdidas y longitudes efectivas de anclaje y transferencia.

Figura 3-4: Hipótesis de pretensado (P).

- Resto de cargas permanentes (RCP). Incluye el peso de las barreras, aceras y pavimento. Se aplica uniformemente en la zona correspondiente sobre los elementos de tipo lámina que representan la capa de reparto.

Figura 3-5: Hipótesis de resto de carga permanente (RCP).

- Sobrecarga uniforme (SCU). Incluye la sobrecarga de uso de 4 kN/m^2 y se aplica sobre los elementos tipo lámina en todo el ancho del tablero exceptuando la zona de barreras.

Figura 3-6: Hipótesis de sobrecarga de uso (SCU).

- Carro (CA_CV). Incluye el tren de cargas descrito en el apartado anterior colocado en el centro del vano y en el extremo del ancho del tablero a 0,5m del borde de la plataforma para provocar el máximo momento flector en centro de vano junto con el máximo momento torsor en apoyos. Se aplica de forma puntual sobre los elementos de tipo lámina que representan la capa de reparto.

Figura 3-7: Hipótesis carro en centro de vano (CA_CV).

- Carro (CA_AP). Incluye el tren de cargas descrito en el apartado anterior colocado a un canto útil del eje del apoyo y en el extremo del ancho del tablero a 0,5m del borde de la plataforma para provocar el máximo cortante en apoyos. Se aplica sobre los elementos de tipo lámina que representan la capa de reparto.

Figura 3-8: Hipótesis carro en apoyo (CA_AP).

3.3.3 Comportamiento de los materiales

Los materiales se han caracterizado mediante su módulo de deformación longitudinal y transversal. Las secciones empleadas en los cálculos son brutas y el comportamiento es elástico y lineal en todo momento. Este planteamiento es compatible con la filosofía de los estados límite para el cálculo de esfuerzos y la posterior comprobación en servicio o rotura.

No se han considerado efectos reológicos ni térmicos en este modelo puesto que se trata de obtener la respuesta global del tablero frente a las acciones gravitatorias y observar los principales mecanismos resistentes sobretudo la capacidad de reparto de las sobrecargas y la magnitud de los torsos generados por las mismas. Sin embargo, debido a la importancia de la reología en este tipo de tableros, en el Capítulo 4, dedicado íntegramente al estudio específico del Rasante, se plantea un modelo más complejo que tiene en cuenta, además de las acciones gravitatorias, la variación en el tiempo tanto de las características resistentes de los materiales como de la retracción y la fluencia.

3.3.4 Proceso constructivo

Como en cualquier estructura evolutiva, no se puede ignorar la historia tensional de los elementos integrantes del conjunto. En este caso las placas actúan como elementos autoportantes durante todo el proceso de montaje de los elementos resistentes. Posteriormente el conjunto se transforma en una sección compuesta para hacer frente al resto de cargas permanentes y sobrecargas.

El desarrollo del proceso constructivo se tiene en cuenta estableciendo una serie de cinco fases coincidentes con las hipótesis de carga de tal forma que la fase $n+1$ parte del estado tenso-deformacional de la fase n anterior.

La secuencia de fases y la sección sobre la que actúa cada acción es la siguiente:

- Fase-1. Pretensado (P). Sección simple de placa.
- Fase-2. Peso propio de placas, zunchos y capa de reparto (PP). Actúa sobre sección simple de placa. Técnicamente sería más correcto considerar el peso propio de las placas actuando con el pretensado pero como en esta fase se está en dominio elástico puede aplicarse el principio de superposición.
- Fase-3. Montaje de Superestructura (RCP). Sección compuesta.
- Fase-4. Sobrecarga de uso (SCU). Sección compuesta.
- Fase-5. Carro (CA_CV/AP). Sección compuesta.

3.4 Comprobaciones de ELS

Tal y como se especifica en el trabajo[21] realizado para la obtención de la suficiencia investigadora y que da soporte a esta tesis, los estados límite de servicio que deberían analizarse son básicamente 3, a saber.

- Deformaciones.
- Vibraciones.
- Fisuración o compresiones excesivas por tensiones normales.

Sin embargo, no habiéndose observado en los tableros ejecutados problemas derivados de deformaciones ni de vibraciones se opta por analizar únicamente el ELS de fisuración provocado por las tensiones normales comprobando siempre que los niveles de compresiones sobre el hormigón estén dentro de los límites admitidos por la normativa.

Según EHE-08, para secciones pretensadas con armadura adherente y sin armadura pasiva, de forma simplificada, si el incremento de tensión de la armadura activa debido a la acción de las cargas exteriores es inferior a 200Mpa puede suponerse que la abertura de fisura es inferior a 0.2 mm. En el caso particular de losas alveolares pretensadas puede adoptarse la siguiente formulación (3.1) para el cálculo del incremento de tensión de la armadura activa.

$$\Delta\sigma_p = \frac{M_a - M_f}{0.8 \cdot H \cdot A_p} \quad (3.1)$$

Siendo:

M_a : Máximo momento flector que, a lo largo de toda la historia de cargas, haya solicitado la sección, incluida la fase en estudio.

M_f : Momento de fisuración de la pieza compuesta.

H : Canto del forjado.

A_p : Área de pretensado.

La **Figura 3-9** muestra el incremento tensional de la armadura de pretensado por efecto de las acciones exteriores para la combinación frecuente de acciones correspondiente a la actuación de la siguiente combinación de hipótesis.

$$ELS_{Frecuentes} = PP + P + RCP + 0.5 \cdot SCU + 0.5 \cdot CA_{CV} \quad (3.2)$$

Los valores positivos indican tracciones. Puede comprobarse que el pretensado de las placas extremas está por debajo de 200 Mpa por lo que la abertura de fisura no supera los 0,2 mm. Las placas interiores se encuentran en descompresión. Se cumple por tanto el ELS de fisuración por tensiones normales. El pretensado de todas las placas se encuentra dentro del bloque comprimido para la combinación cuasipermanente de acciones.

Figura 3-9: Incremento tensional en la armadura de pretensado (CA_CV).

La explicación de la diferencia de recorrido tensional del pretensado observado en la **Figura 3-9** correspondiente a las placas extremas 1 y 8 se debe a dos factores fundamentales. Por una parte, el momento de fisuración es menor que el de las placas interiores porque la sollicitación previa sobre el elemento prefabricado es mayor debido a la presencia de las cargas permanentes correspondientes a las barreras y aceras.

Por otra parte, el máximo momento flector que solicita la sección compuesta a lo largo de la historia de cargas también es mayor por la presencia de las cargas permanentes anteriormente citadas. Además, en el caso particular de la placa 8, la sobrecarga del carro CA_CV actúa directamente sobre la misma generando el correspondiente incremento tensional.

3.5 Comprobaciones de ELU

Las comprobaciones en ELU se han hecho conforme a los criterios de EHE-08 y son las siguientes:

- Tensiones normales en placas y capa de reparto.
- Cortante en placas.
- Torsión en placas.
- Cortante en juntas longitudinales.
- Rasante en junta horizontal entre placas y capa de reparto (Capítulo 4).

De esta forma se tiene una visión bastante realista respecto del comportamiento del tablero en fase de preagotamiento.

3.5.1 Tensiones normales

Para la comprobación de tensiones normales se ha tenido en cuenta la combinación de hipótesis correspondiente a la actuación de peso propio (PP), pretensado (P), resto de carga permanente (RCP), sobrecarga de uso extendida a todo el tablero (SCU) y carro excéntrico en centro de vano (CA_CV).

$$ELU_{persistentes} = 1.35 \cdot PP + 1.0 \cdot P + 1.35 \cdot RCP + 1.5 \cdot SCU + 1.5 \cdot CA_{CV} \quad (3.3)$$

3.5.1.1 Placas

La actuación conjunta del pretensado y la capa de reparto solicitan a las placas según esfuerzos de flexocompresión. Parece lógico hacer una comprobación global de todas las secciones de estas mediante un diagrama de interacción. Para ello es preciso obtener la curva que delimita las parejas axil - momento que agotan la sección de las placas.

La **Figura 3-10** representa el diagrama de interacción correspondiente a $M_y=0$, es decir, momento flector transversal nulo. También se representa la nube de puntos correspondiente a las parejas axil-momento solicitantes de todas las secciones de todas las placas del tablero. Momentos positivos traccionan la fibra inferior y axiles positivos son de compresión.

El diagrama de interacción de la sección de la placa se ha obtenido mediante un programa informático capaz de modelizar la sección de la placa alveolar. Se han introducido las características de los materiales (hormigón y acero activo) así como la predeformación inicial del acero. El programa encuentra una serie de parejas axil momento que representan puntos de la frontera que delimita el dominio de seguridad.

Figura 3-10: Diagrama de interacción y solicitaciones de placas.

Puede observarse como todas las parejas solicitantes se encuentran dentro del dominio de seguridad.

3.5.1.2 Capa de reparto

Por tratarse de un elemento estructural de tipo placa es necesario tener en consideración los esfuerzos de torsión junto con los de flexión para la determinación de cuantías. Por ello no se puede aplicar el método del diagrama de interacción para la verificación de las tensiones normales. En este caso se ha optado por la obtención directa de las cuantías de armadura pasiva.

El dimensionamiento se ha llevado a cabo mediante el método de Brondum-Nielsen suponiendo que se disponen cuatro familias de armadura pasiva (B 500S). Transversales y longitudinales superiores e inferiores. El método supone que en una lámina todos los esfuerzos se pueden transformar en fuerzas de membrana y ser absorbidos mediante las familias de armadura sin tener en consideración la colaboración del hormigón. Los recubrimientos mecánicos supuestos han sido de 5cm para las armaduras transversales y 7,5cm para las armaduras longitudinales.

La **Figura 3-11** superior muestra las cuantías requeridas para la familia longitudinal superior. El cálculo teórico apenas precisa armadura en ninguna zona del tablero salvo en las zonas próximas a los apoyos donde requiere del orden de 7cm²/m. La **Figura 3-11** inferior muestra la cuantía de cálculo de la familia longitudinal inferior. En este caso las zonas que demandan mayor cuantía de armadura son las influenciadas por el carro CA_CV. La cuantía es del orden de 3cm²/m.

Figura 3-11: Armadura longitudinal.

Las cuantías requeridas por cálculo para la armadura transversal pueden verse en la **Figura 3-12**. Las demandas para la armadura transversal superior son del orden de $1\text{cm}^2/\text{m}$ en la zona de juntas longitudinales y $3\text{cm}^2/\text{m}$ en la zona de apoyos. Para la transversal inferior se requieren $2\text{cm}^2/\text{m}$ en la zona de juntas (zona de actuación del carro) y $3\text{cm}^2/\text{m}$ en apoyos.

Figura 3-12: Armadura transversal.

Los resultados ponen de manifiesto que las cuantías de cálculo están siempre por debajo de las mínimas.

3.5.2 Cortante en placas

La comprobación del ELU de cortante se debería hacer conforme al artículo 44 de EHE-08.

Para el cálculo de la capacidad de agotamiento del alma a compresión, V_{u1} , es de aplicación 44.2.3.1 y para el cálculo de la resistencia a tracción del alma, V_{u2} , es de aplicación 44.2.3.2.1 en el caso más habitual de piezas sin armadura de cortante. Además, debido a la interacción entre el esfuerzo cortante y torsor, la capacidad del alma V_{u2} debe ser minorada convenientemente según la siguiente expresión.

$$V_{u2n} = V_{u2} - V_{Td} \quad (3.4)$$

Con:

$$V_{Td} = \frac{T_d}{2b_w} \frac{\sum b_w}{b - b_w} \quad (3.5)$$

Siendo:

V_{u2n} : Valor neto de la resistencia a cortante del alma.

V_{u2} : Resistencia del alma a cortante según 44.2.3.2.1.

V_{Td} : Incremento de cortante producido por el momento torsor.

T_d : Momento torsor de cálculo en la sección analizada.

b_w : Ancho del alma exterior de la placa a nivel del centro de gravedad.

Sin embargo, para la comprobación a cortante se ha seguido una estrategia diferente basada en la comparación de los esfuerzos teóricos obtenidos con el modelo de cálculo con resultados reales de resistencias de placas ensayadas en laboratorio.

Las placas utilizadas en el presente trabajo han sido objeto de una intensa campaña de experimentación a escala real llevada a cabo por Pajari [22] encaminada a establecer la validez del método presentado en Eurocódigo 2[23] para el cálculo en rotura de las almas de placas alveolares pretensadas según la expresión:

$$V_c = \frac{b_w \cdot I}{S} \sqrt{f_{ct}^2 - \sigma_{cp} \cdot f_{ct}} \quad (3.6)$$

Según Pajari, esta formulación no tiene en cuenta las tensiones tangenciales producidas por la transferencia del pretensado. Ello produce sobreestimaciones en las resistencias V_c del alma. Así, en el plano del alma aparecen unas tensiones tangenciales que tienen que mantener la integridad de las partes superior e inferior del alma.

Además, dicha formulación se emplea para zonas donde $M < M_{fis}$. Fuera de estas zonas la formulación cambia pero en el cortante también es mucho menor. Por tanto se justifica el empleo de esta formulación para las zonas de apoyo.

Lejos de formular ninguna propuesta, Pajari se ampara en la formulación de investigadores (Yang entre otros) para correlacionar los resultados de una gran cantidad de placas con dicha formulación. En general, las formulaciones de los investigadores se ajustan mejor a los resultados de los ensayos que la formulación del EC-2.

Al margen del objetivo del anterior estudio, los datos que realmente interesan para la tesis son los valores reales de resistencias a cortante obtenidas en laboratorio puesto que representan el

comportamiento global real de las placas utilizadas en el modelo. Los valores de V_c observados en los ensayos oscilan entre 290 y 444kN.

La **Figura 3-13** muestra la distribución de cortantes en las placas del modelo para la combinación de hipótesis correspondiente a la actuación de peso propio (PP), pretensado (P), resto de carga permanente (RCP), sobrecarga de uso extendida a todo el tablero (SCU) y carro excéntrico a un canto útil del apoyo (CA_AP). También se ha representado la capacidad del alma V_{u2} obtenida por Pajari en laboratorio (del lado de la seguridad el límite inferior) y la reducida por efecto del torsor V_{u2n} calculada a partir de la formulación expuesta anteriormente (3.4).

$$ELU_{Persistentes} = 1.35 \cdot PP + 1.0 \cdot P + 1.35 \cdot RCP + 1.5 \cdot SCU + 1.5 \cdot CA_{AP} \quad (3.7)$$

Figura 3-13: Distribución de cortantes en placas.

El método propuesto por EHE-08 para el cálculo de V_{u2} distingue, para piezas sin armadura de cortante, entre regiones fisuradas y regiones no fisuradas. Por tanto, en rigor, la capacidad V_{u2} mostrada en la **Figura 3-13** no sería una línea recta sino que sería una curva en función de la zona donde se encuentre la sección en estudio pero en este caso no se pretende evaluar la capacidad de cada sección a cortante sino comparar con un límite superior global.

Las placas 6, 7 y 8 acusan fuertemente la presencia del carro mostrando tres saltos en la ley de variación del cortante coincidentes con la posición de las cargas. Puede verse cómo hasta la placa 4 no se manifiesta la presencia del carro pero a partir de la placa 5 se empieza a notar el efecto del carro como consecuencia de haber introducido en el modelo los elementos de conexión entre placas (juntas longitudinales). En este caso sí parece cumplirse la premisa de la instrucción EHE-

08 en cuanto a no considerar el reparto transversal de carga más allá de la 5ª placa. No obstante, esto no es general como se puede observar en el Anejo-A.

La distribución de cortantes sobre los apoyos debido a la presencia del carro no es perfectamente uniforme a pesar de la influencia de la capa de reparto. Sin embargo, el valor de los cortantes entre las placas cercanas al carro no registra una dispersión incontrolada. Existe un claro mecanismo de reparto transversal ciertamente controlado.

Los valores de los cortantes de cálculo en el apoyo se encuentran por debajo de los límites observados en la práctica.

$$V_{u2} = 290 \text{ kN}; V_{u2n} = 265 \text{ kN}$$

Por tanto se podría asegurar el correcto comportamiento en ELU. Convendría sin embargo establecer los márgenes de variación de V_{u2} para las placas que habitualmente se fabrican en España.

Se ha hecho una investigación de las fichas de características de uso de una serie de placas de 40 cm de canto fabricadas en España con HP-40 y diferentes cuantías de pretensado. Los límites de variación de V_{u2} aportados por los fabricantes oscilan entre 174 y 369kN. El valor máximo para el cortante de cálculo obtenido de la **Figura 3-13** es de aproximadamente 250kN que se encuentra situado prácticamente en la mitad del intervalo por lo que puede establecerse la conclusión de que no es necesaria una placa especial para el desempeño de la resistencia frente a cortante.

3.5.3 Torsión en placas

El mecanismo resistente a torsión contenido en EHE-08 (art. 45) responde a un esquema de bielas y tirantes basado en la obtención de una sección hueca equivalente. Precisa de tres elementos para su formación. Dos familias de armadura pasiva (cercos transversales y barras longitudinales) colocadas en el perímetro de la sección hueca equivalente para la materialización de los tirantes, y bielas de hormigón alojadas en las paredes de dicha sección.

Los elementos de una placa alveolar disponibles para la formación de la sección hueca equivalente son las tablas superior e inferior y las almas exteriores. La **Figura 3-14** muestra la transformación habitual.

Figura 3-14: Transformación en sección hueca equivalente.

Las bielas se pueden materializar fácilmente a través de las tablas superior e inferior así como de las almas exteriores. Los alambres o tendones de pretensado pueden hacer las funciones de tirantes longitudinales aunque incumplen una condición básica para la formación del mecanismo; no están distribuidos uniformemente sobre el perímetro de la sección. Los tirantes transversales no se pueden materializar por la imposibilidad de colocar cercos cerrados sobre el perímetro de la pieza durante el proceso de fabricación. Únicamente se puede confiar en la resistencia a tracción del hormigón para su formación pero esto limita fuertemente la capacidad resistente del mecanismo a torsión además de ser incongruente con las prescripciones de EHE-08.

El mecanismo resistente a torsión de una placa alveolar no se puede calibrar con los modelos de EHE-08 puesto que cuando aparece la primera fisura sobre la tabla superior de la placa puede

decirse prácticamente que la placa está rota. Es cierto que existe una capacidad residual en estado de rotura pero no es fácilmente cuantificable. Por ello parece más lógico estudiar el comportamiento a torsión dentro del dominio elástico, es decir, en los instantes previos a la aparición de la primera fisura. Esto es conocido como estado de prefisuración[24].

Para obtener el momento torsor de fisuración de una placa alveolar pueden utilizarse básicamente dos estrategias.

La primera está basada en la obtención de los flujos de tensiones tangenciales que provocan los momentos torsores sobre las paredes de la sección hueca equivalente. Esto se consigue fácilmente mediante resistencia de materiales multiplicando el módulo resistente a torsión de la placa por el valor de la resistencia media a tracción del hormigón. Este método no tiene en cuenta el efecto favorable del pretensado de la placa por lo que el valor obtenido podría resultar muy conservador para secciones situadas en centro de vano donde el pretensado es claramente colaborante.

$$f_{ctm} = \frac{T_d}{W_t} \quad (3.8)$$

Sin embargo, para secciones próximas a los apoyos donde el pretensado no está plenamente desarrollado sí puede resultar conveniente emplear este tipo de formulación. De hecho, numerosos ensayos de placas alveolares a torsión pura muestran muy buena correlación entre los valores predichos por este método y los observados en la práctica.

La segunda estrategia para obtener el torsor de fisuración está basada en la obtención del momento torsor de prefisuración mediante formulaciones que tengan en cuenta no sólo la resistencia a tracción del hormigón sino también el efecto del pretensado. Como ejemplo puede ponerse la norma ACI-318[25] cuya fórmula se expresa a continuación.

$$T_{fis} = 2 h_e A_e f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} \quad (3.9)$$

Donde:

A_e y h_e : Valores del área y espesor de la sección hueca equivalente.

f_{ct} : Resistencia a tracción del hormigón.

σ_x : Valor de la tensión de pretensado sobre la sección en estudio.

Aplicando ambas formulaciones para las placas utilizadas en el presente trabajo se obtiene un valor del momento torsor de fisuración de 105kNm para el caso de la formulación de resistencia de materiales y un valor de 117kNm para la formulación ACI-318 sin tener en cuenta el efecto favorable del pretensado. Como puede observarse, ambos valores están próximos entre sí con una diferencia del orden del 10%.

Al igual que se ha hecho para el cortante, la comprobación de las placas a torsión se basa en la comparación de los resultados previstos por la formulación con los resultados de ensayos reales.

Los ensayos de Pajari [15] destinados a caracterizar el comportamiento de placas alveolares a torsión pura sirven de base para la comprobación. Tratan de correlacionar la curva característica ($M_t - \theta$) empírica con los resultados obtenidos mediante las formulaciones teóricas.

La **Figura 3-15** muestra el diagrama que relaciona momentos torsores aplicados respecto a los giros en los apoyos para la placa de 400mm empleada en los ensayos. M_t (T_d) representa el momento torsor aplicado y θ representa el giro relativo entre secciones extremas de las placas.

Los ensayos de Pajari se llevaron a cabo para luces de 7m y el modelo de cálculo contempla luces de 12m. Teóricamente, según (3.8) y (3.9) el valor del torsor de fisuración no depende de la luz sino de las características del hormigón y de la sección de la placa. Por tanto puede aceptarse la hipótesis de invariabilidad del valor respecto al cambio de luz puesto que la placa utilizada en el modelo de cálculo del tablero es la misma que la utilizada en el ensayo.

Figura 3-15: Diagrama ($M_t - \theta$) para placa de 400mm.

El valor del momento torsor de fisuración observado en los ensayos de laboratorio está en el entorno de los 90kNm <(105, 117) lo que ciertamente corrobora la hipótesis respecto al dominio en el cual estudiar la torsión en placas alveolares. Dominio de prefisuración.

La **Figura 3-16** muestra la distribución de torsores en las placas del modelo para la combinación de hipótesis correspondiente a la actuación de peso propio (PP), pretensado (P), resto de carga permanente (RCP), sobrecarga de uso extendida a todo el tablero (SCU) y carro excéntrico a un canto útil del apoyo (CA_AP).

$$ELU_{Persistentes} = 1.35 \cdot PP + 1.0 \cdot P + 1.35 \cdot RCP + 1.5 \cdot SCU + 1.5 \cdot CA_{AP} \quad (3.10)$$

Con objeto de percibir con mayor precisión el efecto de la torsión sobre cada placa se ha prescindido de representar el valor límite del torsor de fisuración de agotamiento para las placas ($T_{fis}=90$ kNm).

El gráfico muestra cómo las placas más alejadas de la zona de influencia del carro (placas 1 y 2) apenas reciben el influjo del mismo mientras que las placas 5 y 6 son las más solicitadas.

Se corrobora la hipótesis de Lundgren, Broo y Engström. El efecto del espesor de las placas hace que los momentos torsores sobre las mismas se vean disminuidos notablemente por la aparición de fuerzas en el contacto entre placas de sentido contrario a las introducidas por las fuerzas exteriores. Además, debido al trabajo de la capa de reparto, la magnitud de los esfuerzos torsores es muy reducida y las placas se encuentran por tanto muy lejos de su capacidad de agotamiento.

Esta es la principal característica del funcionamiento de los tableros de placa alveolar pretensada. La capa de reparto realiza un excelente trabajo aliviando a las placas de torsiones innecesarias y poniendo de manifiesto, en analogía con los tableros de vigas, que un espesor adecuado de la misma permite afrontar el trabajo de reparto transversal sin necesidad de implicar a las placas. De

esta forma se pueden aprovechar éstas para el desempeño fundamental del trabajo de flexión longitudinal.

Figura 3-16: Distribución de torsores en placas.

En cuanto a la interacción entre torsor y cortante, no ha lugar a su comprobación a la vista de los reducidos valores de los torsores. En cualquier caso, en el trabajo de investigación referenciado[21], base de esta tesis, se hizo una comprobación preliminar poniendo de manifiesto la irrelevancia de la misma.

3.5.4 Cortante en juntas longitudinales

La comprobación del cortante vertical en las juntas longitudinales se lleva a cabo mediante la aplicación del artículo 44.2.3.6 de EHE-08.

Se tienen en cuenta dos secciones de control. La primera está compuesta por la capa de reparto y tablas superior e inferior de las placas que proporciona un valor de:

$$V_u = 92.1 \text{ kN/m}$$

La otra sección es la compuesta únicamente por hormigón vertido in situ. En este caso:

$$V_u = 107.1 \text{ kN/m}$$

Se toma el valor mínimo para la comprobación.

La muestra la distribución de cortantes verticales en las juntas longitudinales entre placas para la combinación de hipótesis correspondiente a la actuación de peso propio (PP), pretensado (P), resto de carga permanente (RCP), sobrecarga de uso extendida a todo el tablero (SCU) y carro excéntrico en centro de vano (CA_CV).

$$ELU_{persistentes} = 1.35 \cdot PP + 1.0 \cdot P + 1.35 \cdot RCP + 1.5 \cdot SCU + 1.5 \cdot CA_{CV} \quad (3.11)$$

Figura 3-17: Distribución de cortantes verticales en juntas longitudinales.

En la zona de influencia de las cargas puntuales del carro se acusa un incremento de la magnitud del cortante pero no se llega a rebasar la capacidad de la junta en ningún caso.

Capítulo 4. Estudio de las tensiones rasantes

El presente capítulo centrará su contenido en el estudio detallado de un aspecto fundamental para entender el buen comportamiento de este tipo de tableros observado en la práctica. La transmisión de tensiones rasantes existentes entre la capa de reparto y las placas alveolares.

Si bien en el Capítulo 3 se estudian de manera detallada distintos Estados Límite tanto de Servicio como Últimos, es cierto que dicho estudio se hace bajo una hipótesis simplificada en lo que a la reología se refiere. De hecho no se tienen en cuenta los fenómenos de retracción diferencial ni de fluencia puesto que se pretenden analizar únicamente los mecanismos primarios de distribución de esfuerzos. Sin embargo, una vez conocidos y calibrados dichos mecanismos resistentes es necesario continuar añadiendo variables al modelo para comprobar su adecuación o no al estado final de solicitaciones al que se verá sometido puesto que hay mecanismos resistentes, como es el de las tensiones rasantes, que están fuertemente influenciados por las deformaciones impuestas que se generan con el paso del tiempo.

En cualquier caso, fruto del trabajo de suficiencia investigadora que soporta la presente tesis, se publicó en el año 2014 un artículo[26] en la revista *Informes de la Construcción* donde se resume de manera global el comportamiento de este tipo de tableros incluso tratando en primera aproximación el aspecto del rasante mediante los métodos contenidos en EHE-08.

4.1 Introducción y objetivos

En el caso particular de las tensiones rasantes entre hormigones es imprescindible controlar la variación paso a paso en el tiempo de las deformaciones de ambos elementos (capa de reparto y placas) y lo que es más importante, la interacción que ambos elementos se imponen entre sí puesto que están obligados a deformarse de manera conjunta.

Tradicionalmente se ha supuesto que el comportamiento de este tipo de tableros frente a las tensiones rasantes en la junta es inadecuado porque no se podía colocar armadura de cosido dentro de las placas durante el proceso de fabricación de las mismas.

En la actualidad existen algunas experiencias por parte de algún prefabricador que ha conseguido colocar armaduras formadas por cercos en espera embebidos en las placas durante el proceso de fabricación pero no es la generalidad. Además, esto se ha conseguido para placas especiales de canto 80cm y no está muy claro que para cantos más habituales (40-50cm) esto se pueda conseguir. Por tanto, no se puede contar de manera general con la colaboración del efecto de conexión física aportado por la armadura de cosido de la junta.

En cualquier caso, los tableros estudiados en el presente trabajo corresponden a una tipología de placa de 40cm de canto que en ningún caso lleva incorporada dicha armadura. Los únicos mecanismos resistentes disponibles para hacer frente a las tensiones rasantes en la junta son la cohesión entre hormigones y la rugosidad de las superficies en contacto.

El modelo de cálculo necesario para el nuevo alcance se ha complicado notablemente puesto que se han añadido elementos y variables necesarios para entender el comportamiento global. Partiendo del modelo descrito en el Capítulo 3 se han introducido una serie de variables que lo

complican notablemente pero que a la vez son imprescindibles para analizar el efecto de la reología y las pérdidas de pretensado sobre la interfaz de contacto entre hormigones. Se describen a continuación.

- Pretensado como elemento de la modelización, no como una fuerza exterior. Esto permite calibrar exactamente en cada instante las pérdidas del pretensado por fluencia y relajación ya sean a corto o largo plazo.
- Leyes temporales de variación de las características resistentes de los materiales. En concreto, variación temporal del módulo de elasticidad y de la resistencia a compresión y tracción.
- Edades de puesta en carga de los distintos elementos así como edades de comienzo de la retracción de los mismos. Evolución temporal de las deformaciones de retracción. Se han estudiado específicamente dos calendarios distintos (I y II) de puesta en obra de los distintos elementos para determinar la influencia de la variable temporal.

Una vez entendido y puesto en funcionamiento el sistema de modelización para este tipo de tableros es absolutamente necesario introducir un elemento de contacto entre la capa de reparto y las placas alveolares de manera que se puedan representar con un elevado grado de detalle y fiabilidad las propiedades de la interfaz para poder analizar el efecto del conjunto de acciones sobre la misma.

El empleo de resultados experimentales de ensayos publicados sobre tensiones rasantes en distintos tipos de interfaces ha supuesto un salto cuantitativo respecto al conocimiento de los límites del fallo de las juntas puesto que se ha puesto de manifiesto que los valores utilizados para las tensiones límite contenidos en las normativas deben ser actualizados.

La estrategia seguida para la implementación del elemento de contacto ha consistido en aislar en un determinado instante “*t*” la capa de reparto proveniente del modelo global modificado, realizado con SAP 2000[27], así como los esfuerzos que sobre la misma actúan en dicho instante provocados por el conjunto de acciones (directas e indirectas). A continuación se procede a sustituir las condiciones de ligadura existentes entre la capa de reparto y las placas alveolares por otras ligaduras, de tipo no lineal, que introducen el comportamiento de la junta obtenido de la calibración con los parámetros de los ensayos de laboratorio publicados.

Para el control de las tensiones rasantes se ha estudiado el estado tensional de la junta a varias edades mediante un método no lineal paso a paso con redistribución. Esto tiene la ventaja de poder ir eliminando del modelo los elementos de contacto que han alcanzado su capacidad límite a la vez que se puede observar cómo se producen las redistribuciones de esfuerzos entre el resto de elementos de conexión.

Los resultados del análisis han sido plenamente satisfactorios desde el punto de vista de integridad de los tableros. Tan sólo un reducido número de nodos alcanzó su capacidad límite en el entorno de los bordes extremos del tablero próximos a los apoyos. Una vez anulada la capacidad de dichos nodos, se observa cómo el resto de nodos del entorno son capaces de absorber en una sola iteración el incremento de esfuerzo provocado por el fallo. Esto pone de manifiesto que el fallo en la interfaz se produce de una manera muy localizada y es posible absorberlo en una zona muy reducida permitiendo al conjunto de la estructura alcanzar el equilibrio.

Los objetivos de este estudio particular son los siguientes:

- Partiendo de la normativa en vigor y de los últimos ensayos publicados sobre el comportamiento de la interfaz capa-placas, hay que caracterizar el comportamiento de la junta. Es decir, conocer sus relaciones constitutivas *tensión - desplazamiento*.
- Conocidas las características del comportamiento de la junta, es necesario definir un elemento, no lineal, de contacto que permita representar dentro del modelo global el comportamiento de la interfaz. Este hito es muy ambicioso a la vez que difícil porque se

podría estudiar de manera muy precisa el comportamiento de cualquier zona del tablero mediante un modelo general. No sería necesario recurrir a complejos modelos locales para explicar el comportamiento de determinadas zonas como pueden ser los extremos del tablero.

- Una vez diseñado el elemento de contacto que representa la interfaz, hay que implementarlo en el modelo general y llevar a cabo las correspondientes pruebas para verificar su aptitud y fiabilidad. Una vez superada esta fase se procederá a la verificación de las tensiones tangenciales y normales sobre la interfaz objeto de esta última parte del trabajo.

4.2 Análisis del estado actual del conocimiento

En primer lugar se hace un repaso histórico del método empleado para el control del Rasante entre hormigones empleado por los pioneros en el uso de este tipo de tableros. Seguidamente se presentan las referencias normativas más relevantes empleadas para la determinación de los valores característicos de las tensiones límite de adherencia entre hormigones y, por último, se hace un repaso de las últimas campañas experimentales de laboratorio cuyo objetivo ha sido el de caracterizar de manera precisa y fiable el valor de dichas tensiones de adherencia entre hormigones sobre una amplia casuística de acabados superficiales de placas alveolares.

No obstante lo anterior, previamente se ha hecho un repaso del estado del arte general en lo que a tensiones rasantes se refiere a través de las tesis doctorales de D. Enrique González Valle[28] y D. Jaime Gálvez Ruiz[29] ambas profundamente relacionadas con la cuestión de las tensiones rasantes sobre interfaces sometidas a diversas condiciones de acabados y cuantías de armadura transversal además de bien documentadas mediante una ingente campaña de ensayos de laboratorio. Como conclusiones generales sobre el estado de la cuestión ambos autores aportan lo siguiente.

- Los acabados superficiales influyen sobre la resistencia de las interfaces. En concreto, los cepillados se muestran más efectivos que los tampeados.
- La rugosidad del contacto no parece determinante en el comportamiento. Más bien se debe al tipo de acabado.
- En servicio se puede asemejar la pieza compuesta a una de tipo monolítico puesto que la variable de gobierno de la resistencia frente a tensiones tangenciales es la adhesión.
- La cuantía de armadura de cosido, su límite elástico, la resistencia a compresión del hormigón y el tamaño máximo del árido del mismo afectan de modo claro al comportamiento de la interfaz frente a tensiones rasantes tanto en servicio como en estados próximos a rotura.

De esta forma se establece el marco de actuación que permitirá determinar si los ensayos recientes y nuevos métodos de modelización contradicen alguno de los principios o por el contrario se mantienen vigentes y permiten ir más allá en el conocimiento del comportamiento de la interfaz.

4.2.1 Antecedentes

Como ya se ha comentado al principio del trabajo, el acceso a la información técnica sobre este tipo de tableros es sumamente difícil porque no existen catálogos por tipologías o porque comercialmente puede suponer una pérdida de competitividad de la empresa desarrolladora.

Esta tipología es ampliamente desconocida y por lo tanto está sujeta al saber hacer propio de cada empresa que la emplea. La poca información que se ha podido recopilar proviene de fuentes contrastadas pero existe el peligro de no llegar a tener una visión de conjunto suficientemente representativa.

El documento técnico del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Antonio López Navarro al que se ha tenido acceso[2] dedica el capítulo 10 exclusivamente al estudio del asunto de las tensiones rasantes. Se titula *“Hipótesis Básicas en Estudio de Tensiones Rasantes”*. El modelo empleado para el control del rasante estaba basado en la entonces vigente en España Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado y Pretensado (EF-88)[30]. Llama la atención del autor el hecho de que el artículo 6.3.3 de la citada norma sea la *“única normalización española”* para el estudio de tensiones rasantes.

La norma establecía que tanto en viguetas armadas como pretensadas, en toda sección que contuviera superficies de contacto entre hormigón in situ y hormigón prefabricado debería cumplirse la condición:

$$V_d < V_{u2}$$

$$V_{u2} = \beta p d f_{cv} \quad (4.1)$$

Donde:

- V_d : Cortante de cálculo en la sección en estudio.
- V_{u2} : Cortante (rasante) resistente de la junta entre hormigones.
- f_{cv} : Resistencia virtual a esfuerzo cortante (kp/cm^2) del hormigón in situ. $f_{cv} = 0.5\sqrt{f_{cd}}$
- p : Perímetro crítico a rasante de la superficie de contacto.
- d : Canto útil de la sección.
- β : Factor de rugosidad. 1,2 para superficies rugosas y 0,6 para el resto de casos

Como ejemplo, el autor del documento muestra los resultados de la comprobación para tableros de 35+10cm de canto total; anchuras de placa de 120cm, y superficies rugosas debido al acabado con cepillado. El hormigón de la capa de reparto se considera $f_{ck}=250 kp/cm^2$

$$V_{u2} = 1.2 \cdot 120 \cdot 42 \cdot 6.45 = 39039 kp$$

Dividida esta fuerza por un área de contacto de 120 (ancho de placa) x 42 (canto útil de pieza) cm^2 , se obtiene una tensión última de rasante en la interfaz de $7.75 kp/cm^2$ (0.77Mpa).

Dice el autor que del valor obtenido se deduce un comportamiento favorable de todas las secciones mixtas estudiadas en la colección. No obstante aduce lo siguiente. *“Dada la simplicidad de esta formulación, reunimos a otras normas extranjeras que contemplan el tema”*. En cualquier caso, favorable o no, no hay que perder de vista que las acciones contempladas para el control de las tensiones rasantes en el documento se ceñían exclusivamente a las de tipo gravitatorio aduciendo que la reología, por tratarse de una estructura isostática, no tenía repercusión sobre el comportamiento. Ciertamente hoy sabemos que sí la tiene y además su efecto está fuertemente ligado al calendario empleado durante la construcción.

Es evidente la preocupación que ya suscitaba en los orígenes el control de las tensiones tangenciales en la junta entre hormigones quizás motivado por el hecho de que el modelo para representar el fenómeno, a pesar de pertenecer al dominio de las tensiones tangenciales, no tenía en cuenta todas las variables que gobiernan el fenómeno.

Como alternativa a la EF-88, se plantea el uso de la norma inglesa BS 8110[31]. En el capítulo 5.4 (Composite concrete construction) dentro del apartado dedicado a ELS se establece que, además del control del los ELS de fisuración y deformaciones, en el caso particular de secciones compuestas, la retracción diferencial entre los elementos prefabricados y los elementos in situ puede ser relevante.

Se asume que la resistencia al corte de la junta entre hormigones está gobernada por el ELU pero se da un método de comprobación que garantiza la integridad de las secciones compuestas en dos situaciones. Por una parte se garantiza que la sección compuesta mantendrá su integridad para ELS y además, la resistencia a cortante en la junta es adecuada para el control del ELU de rasante.

Existe por tanto una inquietud reflejada en la normativa inglesa para considerar el caso del rasante como un caso particular que participa tanto de los ELS como de los ELU. No se podía permitir que en servicio las secciones compuestas dejaran de funcionar porque lógicamente la estructura perdería completamente su funcionalidad. Sin embargo, la retracción diferencial provocada por la diferencia tanto de resistencias como de edades de puesta en obra de los elementos introducía acciones sobre la estructura, que, sin llegar a alcanzar los umbrales de la rotura, sí podían poner en jaque el funcionamiento debido al deslizamiento relativo entre elementos prefabricados y elementos in situ. La norma introducía, en caso de ausencia de datos más precisos, valores de 100×10^{-6} para las deformaciones diferenciales.

Igualmente, para dar respuesta al dimensionamiento de la junta, la norma establecía valores límites entre 0.65 y 0.75Mpa para las tensiones rasantes en la interfaz en ELS. Las superficies se consideran rugosas, sin conectar, acabadas mediante cepillado y con resistencias mínimas de hormigones in situ de 25Mpa. Existían en la norma otras casuísticas de superficies y conexiones pero no son el caso en estudio.

La distribución de tensiones solicitantes se hacía en BS 8110 en los dominios elásticos mediante las fórmulas clásicas de resistencia de materiales las cuales suponían deformación plana de las secciones. No se contemplaba el deslizamiento relativo entre hormigones ni por supuesto la redistribución del rasante. Se consideraba un efecto local.

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad (4.2)$$

Donde:

τ	Tensión tangencial o rasante solicitante por unidad de área de la superficie de contacto.
V	Esfuerzo cortante en servicio.
S	Momento estático de la sección de hormigón a un lado de la superficie de contacto con relación al eje que pasa por el centro de gravedad de la sección compuesta homogeneizada.
I	Momento de inercia de la sección compuesta respecto al eje que pasa por el centro de gravedad.
b	Ancho de la sección en la superficie de contacto.

Otras alternativas a la norma EF-88 para el control de ELU de rasante empleadas por el autor son las siguientes.

- Guide to good practice (FIP)[32]
- Código Modelo CEB-FIP 1990[33]. Artículo 3.9
- Cálculo, Construcción y Patología de forjados de edificación. Capítulo 13. INTEMAC[34].

Básicamente, la guía de la FIP establece que los valores bajos de tensiones rasantes pueden ser resistidos sin armadura de cosido. Para superficies intencionadamente rugosas mediante cepillado y hormigones in situ de 25Mpa se admite una tensión última de 0.75Mpa. Para superficies naturalmente rugosas, típicas de máquinas ponedoras, se admite una tensión de 0.45Mpa para el mismo tipo de hormigón. Advierte la FIP que estos valores podrán ser tomados como válidos sólo en el caso de que la puesta en obra sea adecuada de manera que no se produzcan fisuras por retracción que puedan disminuir la adherencia. En particular hay que cuidar la limpieza de las superficies, el vertido del hormigón así como el vibrado y por último el curado del mismo.

Respecto a la distribución de tensiones rasantes solicitantes, el método es distinto al prescrito por la norma inglesa. En este caso se estudian dos secciones cualesquiera de la pieza compuesta de manera que entre ambas exista siempre monotonía del signo del momento flector. Entre dichas secciones se obtiene el gradiente de axiles resultantes de las cabezas comprimidas y se distribuye uniformemente entre la superficie de contacto entre hormigones.

$$\tau_{med} = \frac{\Delta N_c}{p \cdot l} \quad (4.3)$$

τ_{med} Tensión tangencial media o rasante solicitante medio por unidad de área de la superficie de contacto.

ΔN_c Gradiente del axil de compresión entre las secciones en estudio.

p Perímetro de contacto de ambos hormigones.

l Distancia entre las secciones en estudio.

Se observa una clara tendencia en la normativa a considerar la redistribución de las tensiones rasantes en ELU.

A modo de resumen, se muestra a continuación la **Tabla 4-1** con los valores de las tensiones límite de rasante obtenidos de las diferentes normativas tanto para ELU como ELS en el caso de hormigones in situ de 25Mpa de resistencia a compresión simple a 28 días en probeta cilíndrica y superficies rugosas sin armadura de cosido en la junta.

τ_{rd} (Mpa)	EF-88	BS 8110	FIP
ELU	0.77		0.75
ELS		0.65	

Tabla 4-1: Tensiones límite de rasante τ_{rd} antiguas.

4.2.2 Actualidad. Normativas en vigor

Una vez hecho el repaso histórico de los métodos de cálculo empleados en los primeros años de uso de este tipo de tableros conviene estudiar la evolución que se ha producido hasta la fecha. Para ello se van a repasar, sin ánimo de exclusión pero con intención de dotar de generalidad, tres ámbitos geográficos.

En primer lugar se estudiará la normativa nacional española (EHE-08[4]); seguidamente se estudiará la normativa de ámbito europeo (Eurocódigo-2[23]) la cual recoge de manera conjunta el sentir de un nutrido grupo de países; en último lugar se estudiará la normativa estadounidense (ACI318-11[25]).

4.2.2.1 EHE-08

Según la normativa nacional española, el esfuerzo rasante producido por la sollicitación tangencial a la que se ve sometida una junta entre hormigones se considera un ELU aunque, al igual que en la norma inglesa BS 8110, se tiene en cuenta el efecto de la actuación de una posible retracción diferencial sobre la junta.

La tensión rasante de cálculo se calcula conforme a la variación de la resultante de los bloques de tensiones normales (tracción o compresión) a lo largo de la pieza. Esta variación se calcula a lo largo de la pieza en tramos de longitud correspondientes a un canto útil de la sección compuesta.

$$\tau_{rd} = \frac{\Delta C \text{ o } \Delta T}{p \cdot d} \quad (4.4)$$

Donde:

- τ_{rd} Tensión tangencial media o rasante solicitante media por unidad de área de la superficie de contacto.
 $\Delta C, \Delta T$ Variación del axil de compresión o tracción entre las secciones en estudio.
 p Perímetro de contacto de ambos hormigones.
 d Canto útil de la pieza.

Como alternativa a este método de cálculo, se permite evaluar las tensiones rasantes mediante la siguiente expresión aunque se advierte que los valores pueden estar sobredimensionados para determinados casos.

$$\tau_{md} = \frac{V_d}{p \cdot z} \quad (4.5)$$

Donde:

- τ_{md} Valor medio de la tensión rasante en la junta en la sección en estudio.
 V_d Cortante de cálculo en la sección en estudio.
 p Perímetro de contacto de ambos hormigones.
 z Brazo mecánico.

Por último, respecto a los métodos de cálculo, se acepta una redistribución plástica del rasante en una determinada longitud donde la ley de momentos sea monótona del mismo signo pero únicamente es válido este procedimiento para juntas dúctiles. En el caso en estudio no se dispone de armadura de cosido en la junta para poder ser considerada como dúctil.

Respecto a la consideración de estado límite, establece la norma que el cálculo de la tensión rasante debe ser realizado frente a cargas totales para que sea congruente con la comprobación del ELU a flexión de la pieza compuesta. Además, en piezas en las que la retracción diferencial entre hormigones sea importante, deben evaluarse las tensiones rasantes inducidas por ella.

Vistos los posibles métodos para evaluar las tensiones rasantes en la junta es necesario estudiar los límites de agotamiento de la junta para poder establecer la inecuación correspondiente.

$$\tau_{rd} \leq \tau_{ru} \quad (4.6)$$

Donde τ_{ru} es la tensión rasante de agotamiento correspondiente al ELU de resistencia a esfuerzo rasante.

Para secciones sin armadura de cosido la norma establece:

$$\tau_{ru} = \beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \leq 0.70 \beta f_{ctd} \quad (4.7)$$

- β Factor que mide el tipo de rugosidad de la superficie.
 0.20 rugosidad baja.
 0.40 rugosidad alta.

	0.80 rugosidad alta con impedimento del cabalgamiento de las partes de la sección a ambos lados de la junta.
f_{ck}	Resistencia característica a compresión del hormigón más débil de la junta.
f_{ctd}	Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta.

De manera que operando con los valores habituales para el hormigón de la capa de reparto (el más débil de la junta) HA-25 y una rugosidad alta ($\beta = 0.4$) se obtiene:

$$\tau_{ru} = 0.48 \text{ Mpa} \leq 0.34 \text{ Mpa} \quad (4.8)$$

4.2.2.2 Eurocódigo-2

El planteamiento de la norma europea para la comprobación de las tensiones rasantes en la junta entre hormigones se enmarca dentro del dominio de los ELU según el siguiente esquema.

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (4.9)$$

v_{Rdi}	Resistencia a rasante de cálculo de la junta.
v_{Edi}	Valor de cálculo de la tensión rasante en la junta. Se obtiene de:

$$v_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z b_i} \quad (4.10)$$

β	Relación entre el esfuerzo longitudinal en la nueva área de hormigón y el esfuerzo longitudinal total tanto en la zona de compresión como de tracción, ambas calculadas para la sección que se analiza.
V_{Ed}	Esfuerzo rasante.
z	Brazo mecánico de la sección.
b_i	Anchura de la junta.

El paralelismo entre la normativa española y europea es evidente. Sin embargo, en el eurocódigo no se contempla ningún método alternativo de tipo redistributivo para la obtención del rasante de cálculo.

Respecto al cálculo de los valores de resistencia a rasante de la junta, no se hace distinción entre secciones con y sin armadura de cosido tal y como se establece en EHE-08. En este caso se utiliza una fórmula con una estructura compacta que tiene en cuenta los tres factores que gobiernan el mecanismo resistente de la junta a saber, adherencia entre hormigones, tensiones normales al plano de la junta y armadura de cosido.

El caso en estudio prescinde claramente de los dos últimos factores centrándose por tanto en el estudio de juntas cuyo único mecanismo resistente es la adherencia entre hormigones. La fórmula resultante de la simplificación es:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} \quad (4.11)$$

c	Coeficiente de irregularidad de la superficie de la junta.
	Muy lisa $c = 0.025$
	Lisa $c = 0.20$
	Rugosa $c = 0.40$
	Dentada $c = 0.50$

f_{ctd} Valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón más débil de la junta.

En el caso en estudio, para hormigón HA-25:

$$v_{Rdi} = 0.4 \cdot 1.2 = 0.48 \text{ Mpa}$$

4.2.2.3 ACI 318-11

La normativa americana enmarca igualmente el rasante entre hormigones colocados a distintas edades dentro del dominio de los ELU. La inecuación que rige la comprobación se muestra a continuación.

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (4.12)$$

V_u Cortante de cálculo de la sección en estudio.

ϕ Factor reductor de la resistencia (0.75 en el caso de cortante y torsión).

V_{nh} Resistencia nominal al corte de la junta.

Como puede observarse, la estimación del rasante actuante en la junta se basa en el cortante existente en la sección en estudio.

Según se vio en la norma española, estos valores pueden conducir a resultados excesivamente conservadores. Sin embargo, ACI 318 permite hacer un cálculo alternativo del rasante basado en la integración de las fuerzas de tracción o compresión resultantes entre dos secciones cualesquiera de la pieza. Para ello, si se utilizan las recomendaciones del Precast Concrete Institute[35] se deben calcular las fuerzas de compresión, o tracción, entre las secciones de momento nulo y las de máximo momento siempre con el mismo signo.

Respecto a la resistencia de la junta, para superficies de contacto sin armadura de cosido:

$$V_{nh} = 80(\text{psi}) b_v d$$

$$V_{nh} = 0.75 \cdot 0.55(\text{Mpa}) b_v d \quad (4.13)$$

b_v Ancho de la superficie de contacto.

d Canto de la sección compuesta.

De manera que la tensión rasante admisible según ACI 318 es del orden de 0.42Mpa.

La siguiente tabla resume los valores de las tensiones admisibles según las tres normativas estudiadas.

τ_{rd} (Mpa)	EHE-08	EC-2	ACI 318
ELU	0.48	0.48	0.42

Tabla 4-2: Tensiones límite de rasante τ_{rd} actuales.

Se observa una tendencia homogénea en la estimación de la resistencia a esfuerzo rasante de las juntas con valores del orden del 50% inferiores a los valores contemplados por las normativas antiguas pero con la ventaja de poder redistribuir plásticamente las tensiones.

4.2.3 Ensayos recientes a tensiones rasantes

Basados en la evidencia de que la acción conjunta entre capa de reparto y placas alveolares se desarrolla fundamentalmente por adherencia superficial, puesto que no es posible (aunque en España hay algunas experiencias) colocar armadura de conexión debido al proceso de fabricación, los investigadores Mones y Breña[36] pusieron en marcha una campaña experimental cuyos resultados fueron publicados en el año 2013.

La motivación del estudio estaba justificada porque los estudios de investigadores pasados como Hanson[37] o Girhammar y Pajari[38] entre otros no estaban específicamente enfocados en la determinación de la resistencia a rasante en la interfaz de contacto entre las placas más comúnmente fabricadas y la capa de reparto.

El objetivo de la investigación fue el de analizar la influencia de las técnicas de preparación de la superficie de contacto sobre la resistencia a esfuerzo rasante en la interfaz para poder aportar datos experimentales en este campo.

4.2.3.1 Programa de ensayos

Los ensayos se desarrollaron sobre dispositivos de tipo push-off consistentes en dos bloques de hormigón fabricados a diferentes edades. El bloque inferior provenía de una planta de fabricación de placas alveolares mientras que el bloque superior se fabricó in situ en el laboratorio con resistencias típicas de capas de reparto.

Se ensayaron 24 piezas prefabricadas (12+12) provenientes de dos sistemas diferentes de fabricación. Extrusión con mezclas secas y deslizamiento con mezclas húmedas ambas con distintos acabados.

- Acabado de máquina (con y sin grout)
- Chorro de arena
- Beteado longitudinal (con y sin grout)
- Cepillado transversal

Las piezas prefabricadas para el ensayo se obtuvieron cortando segmentos cortos (910mm) de la pieza total fabricada y se les dieron diferentes acabados para poder determinar la influencia de la rugosidad de la superficie sobre la resistencia de la interfaz a rasante. La resistencia a compresión de las placas prefabricadas utilizadas para las piezas ensayadas osciló entre 3780psi (26.4Mpa) y 5420psi (37.85Mpa).

La capa superior de hormigón in situ se colocó directamente en el laboratorio sobre cada pieza prefabricada ensayada. La resistencia de diseño fue de 4000psi (27.94Mpa).

4.2.3.2 Metodología

Los dispositivos push-off fueron diseñados para asegurar que las cargas aplicadas sólo generasen tensiones rasantes sobre la interfaz; sin tensiones normales. Para este fin, el bloque superior tuvo que diseñarse con forma de L.

Al bloque inferior se le acopló en fábrica una pieza auxiliar de acero sobre la que se aplicaría la carga horizontal durante el ensayo. La **Figura 4-1** extraída directamente de la referencia de los autores[36] muestra el esquema de ensayo.

Figura 4-1: Dispositivo de ensayo tipo *push off*.

La zona de ensayo dentro de la interfaz de contacto entre las piezas estaba compuesta por un área central de $380 \times 380 \text{ mm}^2$. Esta región central es más pequeña que el área de contacto entre los bloques. La superficie de contacto situada fuera del área central fue intencionadamente suavizada utilizando bandas plásticas de bajo rozamiento.

El movimiento relativo entre los bloques superior e inferior se midió usando potenciómetros lineales. Seis de ellos posicionados según la dirección de la carga aplicada y dos perpendiculares a la superficie de contacto de los bloques.

Los 6 transductores longitudinales midieron los desplazamientos horizontales entre ambos bloques. Los dos transductores verticales midieron los desplazamientos relativos del bloque superior respecto al inferior.

Para el ensayo se utilizó una célula de carga de 490kN para medir la carga aplicada. Las piezas fueron cargadas de manera continua, sin escalones, hasta el fallo. Se tomaron medidas cada 2 segundos y cada ensayo duró entre 6 y 11 minutos.

4.2.3.3 Resultados

El modo de fallo de todas las piezas ensayadas fue súbito (frágil) sin indicaciones visuales del comienzo del mismo. Todas las roturas fueron limpias a lo largo del plano de contacto. No se observaron fisuras en los bloques antes del fallo.

En las siguientes figuras, obtenidas de la publicación de los autores[36], se pueden observar de manera conjunta las relaciones constitutivas experimentales de fuerza-desplazamiento, tanto para mezclas secas como húmedas. Estos gráficos dan una idea de lo frágil que resulta el mecanismo de rotura del rasante.

La **Tabla 4-3**, extraída igualmente de la referencia de los autores[36] muestra el resumen de resultados de los ensayos incluyendo máxima fuerza de corte aplicada, tensión media en el área de contacto para la fuerza máxima, deslizamiento medio entre bloques para el momento del fallo y desplazamiento vertical del bloque superior.

Figura 4-2: Relaciones F- δ para mezclas secas.

Figura 4-3: Relaciones F- δ para mezclas húmedas.

La tabla también muestra el espesor de la macrotextura de la superficie preparada del bloque inferior así como la macrotextura del grout. Estas últimas magnitudes, aunque interesantes, se encuadran dentro del campo de estudio de la estructura físico-química del contacto que escapa a los propósitos del presente trabajo.

Todas las piezas ensayadas dieron tensiones resistentes a rasante bastante por encima de los límites de 80psi (0.55Mpa) establecidos en ACI 318 para superficies intencionadamente rugosas sin armadura de cosido.

En concreto, el valor más bajo del grupo de mezclas secas excede el límite de 80psi en 1.9veces y para el caso de las mezclas húmedas, el coeficiente de seguridad del valor más bajo del ensayo es de 1.6.

La resistencia media a rasante de todas las piezas ensayadas fue de 227psi (1.57Mpa).

Specimen label	Surface condition	Maximum force, kip	Interface shear strength, psi	Horizontal slip at failure, in.	Vertical displacement at failure, in.	Mean macrotexture depth of test area (bottom block), in.	Mean macrotexture depth of grout surface, in.
DRY-MFX-1	Machine finished	46.5	207	0.0006	not recorded	0.0099	n/a
DRY-MFX-2		34.2	152	0.0001	not recorded	0.0094	n/a
DRY-SBX-1	Sandblasted	36.4	162	0.0010	not recorded	0.0113	n/a
DRY-SBX-2		48.4	215	0.0017	0.0003	0.0122	n/a
DRY-LRX-1	Longitudinally raked	50.2	223	0.0021	not recorded	0.0221	n/a
DRY-LRX-2		46.1	205	0.0013	0.0012	0.0233	n/a
DRY-TBX-1	Transversely broomed	64.7	288	0.0018	not recorded	0.0294	n/a
DRY-TBX-2		71.8	319	0.0034	0.0018	0.0326	n/a
DRY-MFG-1	Machine finished, grouted	62.0	276	0.0016	0.0011	0.0086	0.0208
DRY-MFG-2		84.8	377	0.0029	0.0017	0.0087	0.0208
DRY-LRG-1	Longitudinally raked, grouted	62.2	276	0.0029	0.0013	0.0215	0.0270
DRY-LRG-2		59.8	266	0.0026	0.0012	0.0193	0.0270
WET-MFX-1	Machine finished	44.6	198	0.0014	0.0002	0.0146	n/a
WET-MFX-2		28.7	128	0.0009	0.0002	0.0149	n/a
WET-SBX-1	Sandblasted	60.2	268	0.0019	0.0006	0.0173	n/a
WET-SBX-2		50.6	225	0.0024	0.0007	0.0173	n/a
WET-LBX-1	Longitudinally broomed	49.9	222	0.0019	0.0006	0.0423	n/a
WET-LBX-2		32.4	144	0.0011	0.0002	0.0366	n/a
WET-TBX-1	Transversely broomed	57.9	257	0.0025	0.0010	0.0474	n/a
WET-TBX-2		55.7	248	0.0022	0.0005	0.0400	n/a
WET-MFG-1	Machine finished, grouted	35.4	157	0.0010	0.0001	0.0130	0.0208
WET-MFG-2		37.2	165	0.0015	0.0004	0.0130	0.0208
WET-LBG-1	Longitudinally broomed, grouted	55.6	247	0.0021	0.0009	0.0380	0.0210
WET-LBG-2		49.1	218	0.0021	0.0006	0.0359	0.0210

Tabla 4-3: Tensiones límite de rasante τ_{rd} obtenidas de los ensayos de Mones y Breña.

4.2.4 Ensayos recientes a tensiones de despegue

Dentro del campo de la inspección de edificios es común encontrar el caso de estructuras que requieran reparaciones y refuerzo.

En este contexto, las investigadoras Doria, Sales y Andrade[39] del Dpto. de Ingeniería Civil de la Universidad Federal de Sergipe en Brasil promovieron una campaña de ensayos para caracterizar la adherencia entre hormigones de distintas edades y entre hormigón y acero centrándose en la recuperación de estructuras de hormigón armado.

Para analizar la adherencia entre hormigones de distintas edades se ensayaron piezas con distintos tipo de acabado superficial observando la influencia de la rugosidad en la resistencia.

Se analizaron tres tipos de acabado. Cepillado, cepillado con capa de mortero y cepillado con capa de epoxy.

Basándose en las recomendaciones recogidas en los trabajos de Beushausen[40], según las cuales para la evaluación de la adherencia entre hormigones es muy importante considerar el estado tensional causado por el método de ensayo sobre la interfaz, se llevaron a cabo ensayos sobre probetas compuestas construidas con hormigones de distintas edades.

Curiosamente Mones y Breña también resaltan el hecho de que sobre la interfaz de contacto no haya tensiones verticales si se pretende evaluar la resistencia a rasante.

Momayez[41] por su parte refiere que los ensayos más eficaces para analizar la adherencia entre superficies, basándose en los menores coeficientes de variación, son los de corte oblicuo, corte vertical y tracción indirecta. Precisamente estos tipos de ensayo fueron utilizados por el grupo de investigadoras.

El interés del presente trabajo se centra en los resultados obtenidos en los ensayos de tracción indirecta puesto que representan la resistencia al despegue de dos superficies de hormigón en contacto.

4.2.4.1 Programa de ensayos

Se llevaron a cabo ensayos de adherencia entre hormigones de diferentes edades y resistencias mediante tres métodos para simular distintos estados tensionales sobre la interfaz.

- Tracción indirecta
- Corte oblicuo
- Corte vertical

Dos tipos de hormigones se utilizaron en los ensayos. $f_{ck} = 30\text{Mpa}$ para el elemento subyacente (existente) y $f_{ck} = 35\text{Mpa}$ para el hormigón nuevo; este último de tipo autocompactable para simular mejor la puesta en obra de hormigones frescos sobre otros ya endurecidos.

Las piezas se moldearon conforme a la norma brasileña NBR 15823-2:2010[42]; se compactaron mediante vibrador y se curaron a 28 días sumergidas en agua. Se hizo un análisis de varianza para comparar la resistencia a la adherencia en relación al tipo de tratamiento superficial empleado.

4.2.4.2 Metodología

El procedimiento descrito a continuación hace referencia exclusiva a los ensayos de tracción indirecta.

Para el hormigón de sustrato se fabricaron 10 probetas de 100mm de diámetro por 200mm de altura compactadas mediante vibrador y curadas a 28 días sumergidas en agua. A los 28 días se ensayaron mediante el ensayo brasileño. El valor medio de la resistencia a tracción, $f_{ctk} = 2.88 \text{ Mpa}$ se tomó como dato de partida para ser comparado con los ensayos de adherencia, aún por ejecutarse.

De las 20 mitades obtenidas en el ensayo brasileño se eligieron 12 que fueron sometidas a las condiciones ambientales del laboratorio durante 6 meses para simular el envejecimiento.

Posteriormente, las superficies de rotura de las mitades de probetas seleccionadas fueron tratadas mediante tres métodos.

- Cepillado
- Cepillado y capa de 1cm mortero
- Cepillado y capa de adhesivo epoxy

Una vez tratadas las superficies, se colocaron las semiprobetas en moldes y se completó el molde con el hormigón nuevo $f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$. Se fabricaron 4 probetas mixtas por cada tipo de acabado superficial. Pasadas 24 horas se desmoldaron y se curaron durante 28 días sumergidas en agua.

Pasado este tiempo se volvieron a ensayar las probetas mixtas mediante ensayo brasileño con la precaución de aplicar la carga sobre las generatrices contenidas en el plano del contacto. De esta manera se obtenía la resistencia del contacto. Los valores del ensayo se compararon con los obtenidos en el ensayo de partida del hormigón del sustrato.

La resistencia a tracción mediante este ensayo se obtiene según la fórmula:

$$\tau_b = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d \cdot l_i} \quad (4.14)$$

Donde:

- P Carga de rotura.
 d Diámetro de la probeta.
 l_i Longitud de la probeta.

4.2.4.3 Resultados

La **Tabla 4-4** muestra los resultados de los ensayos de tracción indirecta.

Treatment method	Bond strength parameters	
	Average (MPa)	Coef. of variation (%)
Brushing	1.94	8.99
Brushing-mortar	2.23	9.00
Brushing- epoxy	2.66	19.49

Tabla 4-4: Tensiones de despegue obtenidas de los ensayos de Doria, Sales y Andrade.

Se observa que la resistencia al despegue se mejora conforme se complica el tratamiento de la superficie de contacto. Así, para el cepillado simple, la resistencia de 1.94Mpa se ve ampliamente mejorada cuando se añade mortero (+15%) o epoxy (+37%).

Respecto del valor inicial de la tracción del hormigón del sustrato (2.88Mpa) se observa que la resistencia al despegue de las probetas tratadas con cepillado se redujo en un 33%, un 23% en el caso de las probetas con cepillado y mortero y un 8% en el caso de las tratadas con epoxy. Ello conduce a la conclusión de que la resistencia a la adherencia en la junta bajo tensiones de tracción (despegue) no alcanza nunca el valor de la resistencia del estado inicial monolítico de la probeta de hormigón de sustrato independientemente del tratamiento superficial empleado.

Los modos de rotura son fácilmente observables con el simple examen de las superficies. Así por ejemplo, en el caso de las superficies con cepillado simple, se observa que la rotura se produce principalmente en la interfaz pero también hay zonas arrancadas en el hormigón del sustrato. Conviene recordar en este caso que el hormigón de cobertura tiene más resistencia que el de sustrato por lo que el modo de rotura parece lógico. La **Figura 4-4** muestra el modo de rotura.

Figura 4-4: Modo de rotura de interfaz cepillada.

Por tanto, puede tomarse como dato de partida de la resistencia a la adherencia entre dos hormigones de diferentes edades y resistencias (30 y 35Mpa) un valor medio de 1.94 Mpa.

Lógicamente, para el caso en estudio dentro de este trabajo (placas $f_{ck} = 40Mpa$ y capa de reparto $f_{ck} = 25Mpa$) dicho valor requerirá de alguna modificación.

4.3 Caracterización de la interfaz

Previamente a cualquier cuantificación de propiedades de la interfaz es necesario repasar el modelo mecánico que explica el funcionamiento de una junta entre hormigones con edades de puesta en obra diferentes. Así se podrán identificar las variables de gobierno.

Vistas en el apartado anterior las posibilidades que ofrecen los resultados experimentales y, a falta de una campaña de ensayos a escala real, parece razonable implementar dichos resultados de manera ponderada y lógica en el modelo general de cálculo, objeto de la primera parte de este trabajo, para tratar de verificar si el fallo por rasante existe y poder explicar en ese caso sus causas.

Utilizando los resultados de los ensayos a rasante[36] y despegue[39] se habrán de definir las relaciones de tensión-desplazamiento de dicho elemento de contacto de manera que reproduzca el

comportamiento de la junta para cada estado de carga, incluyendo el fallo, tanto para solicitaciones horizontales como verticales.

4.3.1 Modelo mecánico de la junta

Halvard W. Birkeland publicó en 1960 un estudio[43] titulado *Differential Shrinkage in Composite Beams*. En él se pone de manifiesto el problema que aparece en la junta de contacto entre hormigones de cara a mantener la planeidad de las secciones una vez deformadas. Esto suele ocurrir cuando sobre un elemento prefabricado se coloca un hormigón fresco y ambos no se conectan mediante armadura de cosido.

Debido fundamentalmente a la retracción del elemento in situ (el elemento prefabricado sigue fluyendo y retrayendo pero en menor medida), en la interfaz de contacto aparecen tensiones tangenciales y normales. Hasta ahora el problema del rasante se había enfocado únicamente desde el punto de vista de tensiones contenidas en el plano de la interfaz pero existen otras tensiones, normales al plano de la junta, imprescindibles para el desarrollo del mecanismo de la sección compuesta. En la **Tabla 4-3** se pone de manifiesto la existencia de desplazamientos normales al plano de la junta.

La retracción de la capa de reparto provoca tensiones rasantes en la interfaz pero también provoca tensiones de tracción en las fibras de la capa de reparto y tensiones de compresión en las fibras de placa alveolar próximas al plano de junta. Además, habrá una tendencia por parte de la capa de reparto a despegarse de la placa en las inmediaciones del extremo de la pieza. Ello provocará unas tensiones normales al plano de la junta.

La **Figura 4-5** obtenida de la publicación de Birkeland muestra el esquema de funcionamiento. Los esfuerzos M_f y F_f provocados por la retracción sobre la capa de reparto generan sendos esfuerzos M_i y V_i sobre la interfaz.

Figura 4-5: Modelo de junta según Birkeland.

Las tensiones tangenciales provocadas por el rasante se resisten por fricción entre los elementos puesto que no hay armadura de cosido. Sin embargo, las tensiones normales requieren de un mecanismo algo más complejo.

La tendencia al despegue de la capa de reparto genera una clara zona de tracciones en la zona próxima al bode de la pieza (idealizada mediante M_i). Para contrarrestar estas tracciones es imprescindible la aparición de un bloque de compresiones que permitan equilibrar a las anteriores.

Según este modelo, la junta desarrolla dos mecanismos resistentes para impedir el despegue de la capa de reparto y poder materializar la acción conjunta de ambas partes de la sección. Para las tensiones tangenciales se desarrolla un mecanismo contenido en el plano de la junta. Para las tensiones normales se desarrolla un mecanismo mixto de tracciones-compresiones que se autoequilibran.

Por otra parte, el modelo actual de la normativa española EHE-08 se basa en tres mecanismos que no son aditivos entre sí puesto que dependen del estado tensional de la junta.

- Adhesión superficial entre hormigones
- Llaves de cortante
- Cortante fricción.

La adhesión es de naturaleza físico-química mientras que las llaves de cortante responden únicamente a la geometría de la superficie de contacto. Ambos mecanismos no son simultáneos.

En primer lugar, según va aumentando la sollicitación de rasante se van rompiendo los enlaces químicos que mantienen la adhesión hasta que la interfaz alcanza su resistencia límite. A continuación entran en juego las llaves de cortante, si las hay, y una vez agotadas las mismas se activa el mecanismo de cortante fricción. Este último mecanismo entra en juego cuando la sollicitación tangencial produce un deslizamiento relativo entre las partes en contacto, cabalgamiento, y es imprescindible para su materialización la existencia de armadura de cosido.

Figura 4-6: Mecanismo de cortante fricción. Cabalgamiento.

Se extraen por tanto las mismas conclusiones que con el modelo de Birkeland. Son necesarios dos mecanismos resistentes para hacer frente a las sollicitaciones de rasante; un mecanismo (en este caso dos) para tensiones tangenciales y otro para tensiones normales (realmente mixto puesto que ayuda en los dos planos).

Llama la atención el hecho de que la norma española preconiza un modelo general para cualquier situación, ya sea en el centro de la pieza o en el borde, mientras que Birkeland trata el caso particular del borde.

Para EHE-08, la componente normal al plano de la junta sólo aparece una vez agotados los mecanismos de adhesión y llaves de cortante lo cual puede ser bastante correlacionable con la dicotomía que el rasante mantiene con los ELS y ELU. Sin embargo, pensar que el mecanismo resistente para niveles bajos de sollicitación es únicamente tangencial (contenido en el plano de la junta) parece chocar con el hecho que muestra Birkeland, un hecho puramente físico, relacionado con la necesaria existencia de unas tensiones normales al plano de la junta para alcanzar el equilibrio del conjunto.

Sin renunciar a ninguno de los dos planteamientos, en este trabajo se va a proponer un modelo de funcionamiento del contacto basado en la existencia de capacidad frente a tensiones tangenciales y normales simultáneamente. No se marcará una frontera entre ELS y ELU sino que las leyes

constitutivas de tensión-desplazamiento serán evolutivas, adaptables, al nivel de sollicitación según el patrón obtenido en los ensayos de laboratorio.

Por tanto, esto supondrá un cambio respecto al planteamiento tradicional de comprobación del rasante. Se tendrá en cuenta, para cada instante, el estado real tanto de sollicitaciones como resistente de la interfaz. De esta manera se avanza respecto al planteamiento dicotómico de los orígenes propuesto por BSI 8110[31] que preconizaba la comprobación en ELS pero exigía que fuese válida en rotura.

Se plantea una comprobación continua lo cual es muy necesario puesto que el modelo de cálculo es evolutivo en el tiempo y, más allá de caracterizar ciertos instantes temporales, se pueden caracterizar todos aquellos que resulten convenientes para estudiar cualquier efecto sobre cualquier parte de la estructura.

La capacidad frente a tensiones normales no va a requerir de armadura de cosido sino que va a estar basada en la adhesión entre hormigones. Ello no es incompatible con ningún principio puesto que la resistencia frente a tensiones normales es asumible en el modelo de Birkeland sin referencia explícita a la armadura.

4.3.2 Resistencia y rigidez frente a tensiones tangenciales

Tal y como se ha visto en el epígrafe anterior, la resistencia de la interfaz a tensiones tangenciales se desarrolla mediante mecanismos que dependen de la naturaleza físico-química del contacto y de la geometría del mismo. Por tanto, la resistencia de la interfaz frente a tensiones tangenciales es lógico que esté basada en los resultados de los ensayos de Mones y Breña[36] puesto que en la investigación de los mismos se trata de averiguar la capacidad real de la junta.

En la **Tabla 4-3**, se muestran los tipos de acabados superficiales de placas alveolares utilizados en los ensayos citados. Entre los acabados más habituales en la práctica se encuentran, para mezclas secas colocadas con máquinas ponedoras, los cepillados transversales (TBX en el ensayo). El cepillado se ejecuta antes de que endurezca el hormigón con el fin de crear unas estrías transversales al eje longitudinal de la placa para conseguir una mayor imbricación cuando se vierte el hormigón fresco. La **Figura 4-7** muestra un ejemplo de este tipo de acabado.

Figura 4-7: Acabado superficial mediante cepillado.

En el caso particular en estudio dentro de este trabajo, las placas utilizadas tienen este mismo acabado por lo que los valores del ensayo son perfectamente utilizables.

El método de caracterización de la resistencia de la interfaz frente a tensiones tangenciales seguido en los ensayos ha sido mediante curvas fuerza – desplazamiento (F- δ). Para el caso de las mezclas secas acabadas con cepillado (TBX), los valores F- δ obtenidos en el ensayo se adjuntan en la siguiente figura.

Figura 4-8: Valores F- δ a rasante según ensayos de Mones y Breña.

Como puede observarse, el comportamiento sigue una trayectoria lineal para niveles de fuerza bajos del orden de 40kN que distribuidos sobre una superficie de ensayo de 380 x 380mm² se traducen en un valor de la tensión rasante media.

$$\tau_{rm} = 0.35 \text{ Mpa}$$

A continuación la curva empieza a perder pendiente conforme aumenta la fuerza del ensayo. Esto significa que se va rompiendo paulatinamente la microestructura de la interfaz y entrando en escena el mecanismo de llaves de cortante materializado por las estrías del cepillado hasta llegar a su carga última tal y como sostiene el modelo de EHE-08.

Si bien desde un punto de vista macroscópico no se aprecian signos que hagan sospechar si la rotura está lejos o cerca, desde un punto de vista microscópico sí que se aprecia una cierta ductilidad quizás coincidiendo con el paso de un mecanismo puro de adhesión a uno mixto ayudado además por las estrías.

La utilidad, y gran aportación de los resultados de los ensayos, es que a pesar de que el mecanismo de fallo resulte frágil a escala macroscópica, a nivel microscópico se dispone de una capacidad de absorción carga nada despreciable antes de producirse el fallo y esto es lo que quizás pueda explicar de alguna manera la inexistencia de fallos provocados por tensiones rasantes excesivas en los tableros observados.

La tensión rasante admisible según las normativas actualmente vigentes τ_{rm} se puede establecer por término medio en un valor de 0.45Mpa según se ha visto en el epígrafe 4.2.2; lo que equivaldría a una fuerza de 65kN según los parámetros de los ensayos.

La **Figura 4-8** muestra dicho valor. Resulta evidente que los valores normativos están bastante del lado de la seguridad para este tipo de acabado. Por hacer una estimación; si se toma 0.75 veces (según ACI-318) el valor de la fuerza última del ensayo (320 kN) se tiene:

$$\tau_{ru} = 0.75 \frac{320 \cdot 10^3}{380 \cdot 380} = 1.67 \text{ Mpa}$$

Por tanto, se obtiene un coeficiente de seguridad:

$$F = \frac{1.67}{0.45} = 3.7$$

Si bien es cierto, tal y como se ha descrito en los ensayos, que la puesta en obra es determinante para que la acción compuesta se desarrolle adecuadamente, es comprensible cierto grado de incertidumbre que las normativas tratan de cubrir con estos márgenes de seguridad. No obstante, parece excesiva la reserva de seguridad a la vista de los resultados de los ensayos máxime cuando en los tableros observados contruidos sobre los años 90 del pasado siglo XX no se observaban, que se sepa, especiales reglas más allá de un riego de la superficie de las placas alveolares para eliminar suciedad y evitar una pérdida de humedad del hormigón vertido in situ durante la puesta en obra.

Dado que el presente trabajo es de investigación, no se va a considerar ningún factor reductor de la resistencia a rasante de la junta para poder observar el comportamiento de la interfaz hasta su límite. Se tomará por tanto la tensión resistente a esfuerzo rasante:

$$\tau_{ru} = \frac{320 \cdot 10^3}{380 \cdot 380} = 2.20 \text{ Mpa}$$

La superficie de contacto utilizada en el ensayo es de 380 x 380mm². Sin embargo, para la representación de la capa de reparto en el modelo de cálculo se utilizarán elementos finitos de tipo placa con dimensiones de 200 x 200mm² para elementos generales, 200 x 100mm² para elementos de borde y 100 x 100mm² para los elementos de esquina.

El comportamiento constitutivo de la interfaz viene dado por una ley tensión tangencial-deslizamiento si bien su implementación dentro del software se puede hacer mediante una ley de fuerza desplazamiento. Esto tiene doble ventaja porque aparte de caracterizar el comportamiento de la interfaz también se obtiene de forma explícita la rigidez de los elementos de contacto a través de los datos empíricos de los ensayos.

La **Figura 4-9** muestra las relaciones. Solo se muestra la rama positiva. Para fuerzas y desplazamientos de signo contrario, la ley se supondrá simétrica.

4.3.3 Resistencia y rigidez frente a tensiones normales

Según se ha visto en el apartado **4.3.1**, la respuesta resistente de la interfaz requiere de una componente vertical para hacer frente a las tensiones normales al plano de la junta. Si bien hay discrepancias en cuanto a las condiciones de aparición de la misma, lo cierto es que de una manera u otra dicha componente es necesaria.

La investigación llevada a cabo en este trabajo trata de explicar un comportamiento aparentemente incompatible sin la colaboración de la armadura de cosido. Por ello se asumirá la hipótesis de no existencia de la misma.

La existencia de tensiones de compresión normales a la junta no representa ningún problema, siempre y cuando no se rebase la resistencia a compresión del hormigón más débil, porque ambas partes (placas y capa de reparto) se apoyan mutuamente una en la otra.

Figura 4-9: Valores F-δ horizontales por tipo de elemento. Modelo de cálculo.

Sin embargo, las tensiones de tracción requieren de algún mecanismo de ayuda para ser resistidas. Básicamente existe una forma como ya se ha explicado; mediante armadura de cosido de la junta. No obstante, por la casi general imposibilidad de utilizar la misma, es necesario recurrir a suponer un mecanismo de adhesión para tensiones verticales ya que es el único plausible en este caso puesto que las llaves de cortante, salvo imbricaciones del tipo en cola de milano, no parecen colaborar en este sentido.

Esta hipótesis de adhesión para tensiones verticales se basa en la realidad física de que durante el proceso de transformación físico química ocurrido entre el vertido del hormigón fresco y su endurecimiento se produce una imbricación entre las partes en contacto que dota a la unión de capacidad resistente tanto a tensiones tangenciales como a normales debido a la irregularidad del contacto.

El problema surge a la hora de cuantificar la resistencia únicamente a tensiones normales en el contacto porque los modelos no lo disocian en las formulaciones. Los ensayos de Doria, Sales y Andrade[39] cuantifican la adhesión entre hormigones de distintas resistencias y edades frente a tensiones normales al plano de contacto de los mismos. Para ello se emplea el ensayo brasileño de tracción indirecta como ya se ha visto.

El valor obtenido en el ensayo para la resistencia a tracción de la probeta mixta es de $f_{ct} = 1.94 \text{ Mpa}$ que, frente a la resistencia característica a tracción del hormigón más débil de la junta, $f_{ct} = 2.88 \text{ Mpa}$ supone un decremento del 30% aproximadamente.

Evidentemente esto no es una regla fija, máxime sin una campaña experimental que lo apoye, pero como primera aproximación se puede tomar una reducción de ese orden para estudiar una hipotética resistencia de la junta compuesta por los hormigones de 40 y 25Mpa empleados en este trabajo. En cualquier caso, los hormigones empleados en el ensayo (30 y 35Mpa) no son tan diferentes a estos.

El hormigón de la capa de reparto, el más débil de la junta con $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$, presenta un valor de la resistencia característica a tracción $f_{ctk} = 1.80 \text{ Mpa}$. De manera que aplicando la reducción prevista:

$$\tau_{ru} = 0.7f_{ctk} = 0.7 \cdot 1.8 = 1.26 \text{ Mpa} \quad (4.15)$$

Este podría ser el límite superior de la resistencia al despegue frente a tensiones normales al plano de la junta. Sin embargo, no parece prudente aplicar dicho valor para calibrar un estado tensional lejano a la rotura que, según lo visto en EHE-08, necesita de valores grandes de desplazamiento relativo (cabalgamiento) entre las partes en contacto para poder desarrollarse. En otras palabras, es necesario formular la ley de variación de la resistencia al despegue de la junta para poder estudiar el estado tenso-deformacional conforme a las sollicitaciones actuantes.

Sin ensayos de laboratorio que registren de manera continua los sucesivos escalones es imposible encontrar una ley de variación de la resistencia al despegue. No obstante se pueden formular ciertas hipótesis basadas en el comportamiento observado en el mecanismo de tensiones rasantes y suponer que por el hecho de participar el despegue del mecanismo global su comportamiento no tiene que ser radicalmente distinto. De hecho, una primera pista se obtiene de la resistencia medida en los ensayos (1.94Mpa) que frente a los (2.20 Mpa) obtenidos en los ensayos de rasante muestran umbrales similares.

Como primera aproximación para encontrar un valor más apropiado que pueda suponer una cota superior de la resistencia a despegue en servicio, lejos de la rotura, puede ser, a falta de ensayos más precisos, la propuesta por EHE-08 para la resistencia a rasante en juntas sin armadura de cosido.

$$\tau_{ru} = \beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \nless 0.70 \beta f_{ctd} \quad (4.16)$$

La fórmula se enmarca dentro de un contexto de ELU. Sin embargo, el hecho de que el rasante participe tanto de ELU como de ELS sugiere que la estimación de la resistencia a rasante τ_{rm} para el desempeño del servicio no sea tan conservadora. Para ello se propone utilizar f_{ctk} en vez de f_{ctd} lo cual parece estar en sintonía con los resultados de los ensayos puesto que los valores reales de rotura del laboratorio se muestran muy lejos de los normativos.

Esta hipótesis se puede aceptar como válida por el hecho de estar en estados tensionales bajos, lejos de la rotura. En definitiva, se trata de buscar una cierta distinción y esta parece una aproximación prudente al estudio del fenómeno.

Se tomarán por tanto como valores de las resistencias al despegue los siguientes:

$$\begin{aligned} \tau_{rm} &= \beta \cdot f_{ck} = 0.4 \cdot 1.8 = 0.72 \text{ Mpa en servicio.} \\ \tau_{ru} &= 0.7 \cdot 1.8 = 1.26 \text{ Mpa en rotura.} \end{aligned} \quad (4.17)$$

Sin embargo, el hecho de no disponer de ensayos específicos para poder calibrar curvas de tensión-desplazamiento frente a despegue obliga a hacer hipótesis respecto a las mismas. Una cosa es tener los valores de tensiones que marcan las fronteras pero sin los valores de desplazamientos asociados poco se puede hacer.

Una primera hipótesis frente a los desplazamientos puede ser suponer las roturas sumamente rígidas frente a despegues de manera que los desplazamientos, independientemente del nivel tensional, sean prácticamente nulos. Nada se puede decir sobre el nivel de seguridad o certeza de esta hipótesis.

Otra segunda hipótesis se basa en suponer que los desplazamientos para las curvas de despegue son similares a los de las curvas de rasante obtenidas de los ensayos supuesto que los valores de rotura de los ensayos son similares en orden de magnitud y nada hace pensar, a priori, que un mecanismo sea más o menos frágil que el otro. Quizás esta segunda hipótesis tenga más sustento experimental que la primera a pesar de que las sollicitaciones sobre la junta no son de la misma naturaleza. Se adoptará esta última como asumible.

La curva $F-\delta$ teórica se construye partiendo de los valores de las tensiones adoptados en (4.17). Con estos valores se obtienen unas fuerzas P normales a la superficie ensayada ($200 \times 100 \text{ mm}^2$) [39] tales que provoquen sobre la misma una tensión igual a las elegidas anteriormente. Conocidas las fuerzas, se pueden obtener los desplazamientos asociados extrayéndolos de la curva $F-\delta$ de los ensayos de rasante (ver **Figura 4-8**). Con dos puntos se construye una ley bilineal para aproximar el comportamiento. La **Figura 4-10** muestra la curva así construida.

Figura 4-10: Valores $F-\delta$ verticales. Propuesta.

Como puede observarse, el comportamiento es lineal por estar la magnitud de las fuerzas en el tramo inicial (lineal) de la curva de los ensayos horizontales a rasante. Si la hipótesis es correcta, el mecanismo de despegue parece lineal y frágil. A pesar de ser un modelo de comportamiento aparentemente flexible en realidad es sumamente rígido. El valor máximo del desplazamiento del gráfico está en el orden de 0.001 mm mientras que una fisura en hormigón se considera como tal a partir de 0.05 mm .

Los valores mostrados se han obtenido para la superficie de contacto de $100 \times 200 \text{ mm}^2$ del ensayo brasileño. Para adaptar los valores a las superficies de los elementos finitos utilizados en el modelo se hace la correspondiente transformación.

Al igual que en el caso de las tensiones horizontales, se utilizan los mismos elementos finitos de tipo lámina con idénticas dimensiones; $200 \times 200 \text{ mm}^2$ para elementos generales, $200 \times 100 \text{ mm}^2$ para elementos de borde y $100 \times 100 \text{ mm}^2$ para los elementos de esquina. La **Figura 4-11** muestra los gráficos para cada tipo de elemento.

Al igual que para las tensiones tangenciales, sólo se representa el valor positivo (tracciones en este caso) de las mismas. Para tensiones de compresión, por el hecho de no disponer de datos experimentales suficientes, se puede adoptar la misma hipótesis. Simetría de comportamiento.

En otras palabras, se está limitando la tensión de compresión de dos hormigones en contacto cuya mínima resistencia a compresión simple es $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ a valores de 0.72 y $1,26 \text{ Mpa}$ respectivamente según se esté en estado de servicio o rotura. Evidentemente es una hipótesis ultraconservadora pero puede estar sustentada por el hecho de no conocer perfectamente la estructura molecular de la interfaz. Parece razonable guardar cierto cuidado con el mantenimiento de la integridad de la misma sobre todo pensando en las características resistentes a tracción.

Figura 4-11: Valores F- δ verticales. Modelo de cálculo.

4.4 Nuevo modelo global

El modelo de cálculo global explicado en el Capítulo 3 representa fielmente los elementos estructurales (capa de reparto, placas alveolares y zunchos de borde) así como las vinculaciones entre los mismos (juntas longitudinales y conexión capa de reparto-placas) de forma que se respeta en todo momento la hipótesis de Navier-Bernoulli de planeidad de las secciones y la de Saint Venant para la indeformabilidad de la sección frente a tensiones tangenciales. Los esfuerzos globales de cálculo se pueden obtener perfectamente de este modelo para la comprobación de los diferentes estados límite.

Sin embargo para poder continuar con el objetivo de este estudio específico de tensiones rasantes es preciso redefinir el modelo global e introducir ciertos cambios que permitan cuantificar de manera precisa variables tales como las pérdidas de tensión en el acero de pretensado o el valor de las deformaciones impuestas en un cierto instante “ t ”. Estos cambios se podrían haber incluido en el modelo del Capítulo 3 pero no hubieran servido de mucha ayuda porque en dicho modelo se trabaja con la hipótesis de deformación plana de las secciones y no se permite el desplazamiento relativo en la interfaz.

Se introducen los siguientes cambios con respecto al modelo global original.

- **Pretensado.** Se sustituye la acción del pretensado, introducida anteriormente como fuerza exterior, por la acción de elementos explícitos (Tendones) asociados a la directriz de las placas a los cuales se les dota de las características mecánicas del acero Y1860. A cada placa se le asocian dos tendones (uno por cada tabla) que representan el conjunto de cordones introducidos. El software simula la pérdida de tensión por relajación y fluencia de cada tendón en un instante “ t ” mediante el método paso a paso. De esta manera los resultados de tensiones en cada instante se obtienen de manera explícita. La tensión inicial de tesado, al igual que en el modelo anterior, ha sido de 1400Mpa. La introducción del pretensado se ha hecho de manera gradual a lo largo de la longitud de transferencia (60cm. aprox.) siguiendo una distribución escalonada con área equivalente a la ley parabólica teórica real. La pérdida de tensión por penetración por enclavamiento de cuñas en bancada se ha supuesto de 0.65mm acorde con valores reales medidos en los ensayos de laboratorio. La **Figura 4-12** muestra el esquema de la directriz de las placas y los tendones asociados así como un detalle del extremo de las placas donde se aprecia la introducción gradual de la fuerza y las tensiones generadas sobre la placa.

Figura 4-12: Esquema de placas y pretensado del modelo.

- **Reología.** Además de la fluencia introducida mediante elementos explícitos en el apartado de pretensado, la retracción se ha introducido de manera implícita teniendo en cuenta la variación temporal de las propiedades resistentes de los materiales así como las variables humedad relativa, tipo de cemento, espesor ficticio y edad de comienzo de la retracción para cada elemento. Todo ello según el Código Modelo (MC-90)[33].
- **Proceso constructivo.** A pesar de que en el modelo global descrito en el Capítulo 3 se ha tenido en cuenta la evolutividad en cuanto a la sección resistente del tablero, no se ha tenido en cuenta el proceso constructivo dentro del contexto temporal. Para ello, en el actual modelo se han incorporado dos calendarios (I y II) de fases constructivas. La intención de este doble calendario es la de analizar la influencia que sobre la estructura tiene el hecho de colocar los elementos (placas y capa de reparto) a distintas edades. Ello está motivado porque, según las normativas, es necesario tener en cuenta el efecto de las deformaciones diferidas diferenciales entre elementos.
 - **Calendario-I**
 - T=0 días: (P) Tesado de los cables en bancada y hormigonado de placas.
 - T=3 días: (PP)Corte de cables.
 - T=10 días: (PPCR) Hormigonado de capa de reparto. Curado de 3 días.
 - T=13 días: (RCP) Resto de carga permanente.
 - T=60 días: (CA+SCU) Apertura al tráfico.
 - T=10000 días. Tiempo infinito.
 - **Calendario-II**
 - T=0 días: (P) Tesado de los cables en bancada y hormigonado de placas.
 - T=3 días: (PP)Corte de cables.
 - T=90 días: (PPCR) Hormigonado de capa de reparto. Curado de 3 días.
 - T=93 días: (RCP) Resto de carga permanente.
 - T=150 días: (CA+SCU) Apertura al tráfico.
 - T=10000 días. Tiempo infinito.

De esta manera se puede caracterizar perfectamente el estado tenso-defomacional de cualquier elemento del modelo en cualquier instante. Asunto crucial para poder cuantificar las acciones sobre la interfaz.

4.5 Estrategia de implementación de la interfaz

La comprobación frente a tensiones rasantes en la junta entre capa de reparto y placas alveolares pasa por verificar la capacidad de la misma para transferir las tensiones entre las partes en contacto. La naturaleza de esta junta en el modelo global es de tipo rígido, es decir, no se deforma. Se impone la condición matemática (ligadura) de que los puntos de las placas alveolares (directriz

+ nodos esclavos) en contacto con la capa de reparto tengan las mismas rotaciones y desplazamientos (ver **Figura 3-2**). Ello es obviamente una idealización que permite obtener una aproximación realista del funcionamiento del conjunto.

Sin embargo, los ensayos de laboratorio a tensiones rasantes (Mones y Breña)[36] y normales (Doria, sales y Andrade)[39] sobre la junta han demostrado que el comportamiento no es infinitamente rígido. Además de no tener un comportamiento lineal, hay un límite de rotura. Por lo tanto, es necesario averiguar si la junta entre hormigones es capaz de mantener su integridad en todo momento o, en caso de fallo, si se produce algún tipo de mecanismo de redistribución que estabilice el fenómeno manteniendo así la hipótesis de funcionamiento conjunto del sistema.

A primera vista parece lógico pensar que la estrategia de implementación pueda ser la de modificar en el modelo global las condiciones de ligadura infinitamente rígidas por otras que representen las rigideces reales medidas en los ensayos. De esta forma se tendría un modelo global que representaría fielmente todo el conjunto. No haría falta recurrir a modelos locales para estudiar el caso particular de las tensiones rasantes.

El problema surge cuando a los nodos que están conectados mediante ligaduras se les impone la doble condición de que por una parte se mantengan dentro del mismo plano después de deformarse (Navier) y por otra respeten las relaciones de fuerza-desplazamiento obtenidas en laboratorio.

A pesar de que el software empleado en este trabajo (SAP2000)[27] soporta esta doble condición de ligadura entre dos nodos, su implementación no permite obtener una solución del sistema que sea compatible con las condiciones de contorno. En otras palabras, el sistema se vuelve incompatible y no hay solución al problema.

El resultado es lógico puesto que las relaciones de fuerza-desplazamiento del laboratorio requieren de desplazamientos incompatibles con la planeidad de secciones sobre todo en estados tensionales próximos a la rotura. Es cierto que en rotura no se requiere el cumplimiento explícito de la hipótesis de Navier pero entonces es necesario identificar hasta cuándo es compatible la ley $F-\delta$ con la planeidad. Esto es a todas luces inviable porque no todos los nodos del modelo alcanzarían dicho umbral de compatibilidad de ambas condiciones simultáneamente. El giro de una sección depende lógicamente del esfuerzo soportado por la misma.

Para entender el alcance y complejidad de la situación basta pensar en el siguiente procedimiento. Para un determinado estado de carga habría que analizar, de todos los pares de nodos homólogos (esclavos – capa de reparto), sus corrimientos y comprobar que están dentro de los corrimientos admisibles impuestos por las condiciones del laboratorio. Posteriormente comprobar realmente que la deformada de la sección es plana y pasar al siguiente estado de carga. Y así hasta alcanzar el límite en el que alguna de las dos condiciones dejara de cumplirse en alguna pareja de nodos. Es evidente que este no es un método operativo desde el punto de vista del consumo de tiempo

4.5.1 Modelo aislado frente a modelo global

La solución pasa por disociar el problema de la doble condición de ligadura. Para ello se diseña una estrategia basada en que para un determinado instante t se tiene caracterizado el estado tensional de todos los elementos del tablero teniendo en cuenta la evolutividad del proceso constructivo, las condiciones de contorno y el estado de cargas.

Partiendo de dicho estado tensional en el instante t , al que se denominará Estado-1, obtenido mediante el modelo global se incorpora dentro de dicho modelo una nueva fase, Estado-2, que no representa incremento temporal respecto al Estado-1 pero sí representa cambio en las condiciones de contorno. Se eliminan del modelo, para este nuevo estado, los elementos que representan las placas alveolares, los zunchos de borde, las juntas longitudinales entre placas y los apoyos

quedando únicamente la capa de reparto aislada. Sobre este elemento aislado se introducen coacciones del tipo nodo sin dimensión no lineal con las leyes $F-\delta$ que representan a la interfaz. Este tipo de nodos se conectan por un extremo al elemento en cuestión y por el otro extremo a un sustrato infinitamente rígido.

Finalmente se comprueba que los nodos que representan la interfaz no alcanzan su resistencia límite o, en caso de alcanzarla, que las tensiones, o fuerzas entre nodos, se redistribuyen en el entorno de manera que el proceso se estabiliza y se mantiene la integridad del conjunto. En caso de fallo de algún nodo se crearía una nueva fase, Estado-3, partiendo del actual Estado-2 pero eliminando las coacciones de los nodos que fallan. Se volvería a comprobar la validez del resto de nodos y así sucesivamente hasta que el proceso converja.

La clave de esta técnica reside en una herramienta del software (SAP2000) que permite dividir un determinado Estado-X en tantas partes como se desee de manera que se pueda analizar un determinado aspecto al principio del Estado, en un instante intermedio o al final del mismo. Así, por simplicidad se puede pensar en dividir un determinado Estado-X en dos pasos (steps).

- Step-0: Representando el inicio del Estado-X. Generalmente este paso contiene un estado tensional heredado de otro anterior. Es el estado tensional de partida.
- Step-1: Representa el final del Estado-X y tiene en cuenta todos los cambios introducidos y por supuesto los efectos sobre todos los elementos activos en dicho instante.

A priori podría pensarse que el hecho de imponer a los nodos la doble condición de ligadura en el instante en que se aísla la capa de reparto (Step-1) puede provocar los problemas de incompatibilidad anteriormente descritos pero hay una sutil diferencia. Los nodos de las placas alveolares han desaparecido y por tanto las ligaduras no están operativas puesto que hay una parte de la estructura que no está en dicho instante. Únicamente serán efectivas sobre los nodos de la capa de reparto las restricciones no lineales anteriormente descritas representando a la interfaz.

El software de implementación (SAP-2000) permite hacer el cambio de coacciones sin alterar el estado tenso-deformacional de los elementos en un determinado instante t pero conviene validar esta hipótesis sobre un modelo simple antes de incorporarla en un modelo complejo como es el modelo global evolutivo. El Anexo B incluye la metodología empleada y los resultados obtenidos en la validación.

A continuación se muestra el diagrama de flujo (**Figura 4-13**) del método de aislamiento de la capa de reparto para su empleo en la verificación de la aptitud frente a tensiones rasantes.

4.6 Resultados

Una vez diseñado y validado el método de implementación de la interfaz, se aplica sobre el modelo global para verificar la aptitud del sistema frente a tensiones rasantes.

Aunque ya se ha especificado que la frontera entre ELS o ELU en este caso particular no existe, puesto que el modelo de resistencia de la junta se ha simulado con leyes experimentales, se van a estudiar formalmente ambos casos diferenciándose únicamente en el valor de las solicitaciones. De esta forma se tendrá una aproximación para el comportamiento en servicio y otra para rotura a pesar de que el comportamiento entre ambos estados no se vea modificado sustancialmente, a la luz de los ensayos, por el incremento de carga tal y como ocurre por ejemplo con el mecanismo de flexión.

Para las comprobaciones se utilizarán los dos calendarios (I y II) descritos en el apartado 4.4 para tener en cuenta distintas edades de puesta en carga de los elementos y descartar aleatoriedades del comportamiento respecto a esta variable.

Figura 4-13: Diagrama de flujo.

Los resultados mostrados para el Calendario-I se han obtenido tras realizar dos iteraciones del cálculo puesto que en la primera iteración los nodos de las esquinas de las placas 1 y 8 (extremas) alcanzaron su límite a tensiones tangenciales. Tras anular la rigidez de los mismos se obtiene la convergencia del cálculo con una segunda iteración. Para el Calendario-II ha sido suficiente con una iteración.

Los instantes de comprobación han sido los siguientes:

- $T_1=60$ (I), 150(II) días. Se comprueban, tras abrir al tráfico, los efectos de las acciones permanentes y permanentes de valor no constante teniendo en cuenta el proceso constructivo según el calendario correspondiente.
- $T_2=10000$ días. Se comprueban a tiempo infinito los efectos de las acciones permanentes y permanentes de valor no constante partiendo del estado anterior.
- $T_3=10000$ días. Partiendo de T_1 se comprueban los efectos de las acciones permanentes, permanentes de valor no constante, y sobrecargas de tráfico. Para conseguir el pésimo efecto se colocan las sobrecargas del carro de 600 kN en dos posiciones. Centro de vano y a un canto útil del apoyo siempre en el borde derecho del tablero.

Se presentan los gráficos de tensiones normales y tangenciales en la interfaz para acciones de servicio y rotura. Por comodidad se ha representado únicamente la mitad longitudinal del tablero. La placa-1 se corresponde con el borde derecho del tablero (Zona de actuación del carro. Ver **Figura 3-7**) y la placa-8 se corresponde con el borde izquierdo.

Valores positivos de las tensiones normales indican tracciones y negativos indican compresiones. Respecto a las tensiones tangenciales, valores positivos indican sentido hacia centro de vano y negativo al contrario.

Respecto a las acciones.

CP:	Acciones Permanentes.
PVNC:	Acciones Permanentes de Valor no Constante.
SC:	Sobrecarga Uniforme de Uso.
CA (CV):	Carro situado en centro de vano en borde derecho (placas 1 a 3).
CA (AP):	Carro situado a un canto útil del apoyo en borde derecho (placas 1 a 3).

4.6.1 Calendario I

- $T_1=60$ días.(**Figura 4-14**)

Los valores de las tensiones tangenciales máximas en servicio para este instante están muy por debajo del límite (2.20 Mpa) por lo que no existe riesgo alguno.

Resulta interesante el hecho de que en el borde se presente la tensión máxima cuando, según Birkeland (Figura 4-5) el máximo se produciría en zonas interiores. La explicación a esta aparente contradicción se debe a dos motivos.

El primero es debido a la discretización de la malla. En el borde existen nodos pertenecientes a los elementos de tipo lámina que representan la capa de reparto. Estos nodos están conectados al sustrato infinitamente rígido mediante las leyes constitutivas de la interfaz. Por tanto, en dichos nodos aparecen reacciones que, divididas por el área tributaria de los mismos, proporcionan los valores correspondientes de la tensión.

Figura 4-14: Tensiones en servicio. $T_1=60$ días. Calendario I.

El segundo motivo está relacionado con el hecho de que en el borde aún no se ha agotado la capacidad de la interfaz. Por eso el nodo puede soportar una reacción de semejante entidad. Si por el contrario la capacidad del nodo se hubiera agotado, hubiera cedido su carga a los nodos cercanos y el valor de esta tensión habría bajado hasta anularse.

Quizás Birkeland suponía que en las proximidades del borde la interfaz estaría agotada y por eso postuló la ley de variación con el máximo dentro de la pieza. Sin embargo, los resultados de los ensayos de laboratorio han puesto de manifiesto la capacidad de la interfaz lo cual descarta la hipótesis de rotura de la misma en las inmediaciones del borde.

En cuanto a las tensiones normales la **Figura 4-14** muestra el efecto contrario al planteado por Birkeland. En teoría, el máximo se presentaría en el extremo disminuyendo hacia el interior hasta cambiar su signo y evolucionar hasta conseguir un volumen suficiente para equilibrar al anterior. La explicación a la aparente contradicción está basada en la modelización. Como ya se ha comentado, en los bordes de la placa existen nodos pertenecientes a la discretización que absorben reacciones horizontales y verticales.

Las reacciones horizontales ya se ha visto que provocan tensiones compatibles con el equilibrio del sistema. Por el mismo motivo de compatibilidad, las reacciones verticales en los nodos de borde tienen que ser nulas porque no es posible obtener una reacción vertical en un nodo sobre el cual hay aplicadas únicamente acciones horizontales. La reacción máxima aparece en el nodo inmediatamente posterior porque es donde puede desarrollarse.

Si se hubiera colocado un nodo a mitad de camino, por ejemplo a 0.10m, entre el borde y el siguiente situado a 0.2m se observaría que el máximo de la gráfica se desplazaría hacia el borde aumentando su valor lógicamente porque la distancia entre nodos es menor y al disminuir el brazo se tiene que producir un incremento de la reacción. En definitiva, es una cuestión de límites. Cuanta más densa sea la discretización mayor será el pico de tensiones normales y más cerca estará del borde.

La cuestión es saber si con la discretización efectuada se puede encontrar el límite superior para verificar en este caso la aptitud frente al estado de compresiones al que se encuentra sometida la interfaz. Para ello, observando que la curva de tensiones se puede asimilar a tramos rectos, se busca la intersección ficticia de la misma con el eje de ordenadas y se comprueba que está por debajo del límite. La **Figura 4-15** muestra el procedimiento. Como se puede observar, en este caso

el valor límite está por debajo de -0.1 Mpa lo que se halla muy lejos del límite teórico impuesto - 0.72 Mpa para servicio.

Es una aproximación porque, como se ha dicho, la pendiente de la recta aumentaría conforme se dispusieran nodos cada vez más cerca del borde y ello daría cada vez límites más altos. No obstante, visto el orden de magnitud de la intersección ficticia (-0.08 Mpa) respecto al límite, la aproximación resulta eficaz.

Figura 4-15: Comprobación de tensiones normales en el límite.

Se muestran a continuación (**Figura 4-16**) los resultados para estados de rotura en $T_1=60$ días.

Figura 4-16: Tensiones en rotura. $T_1=60$ días. Calendario I.

El comportamiento frente a tensiones tangenciales en rotura es idéntico que en servicio. No obstante, en rotura se observa una ligera disminución de los picos de tensión positiva de las placas 1 y 8 a costa de un aumento de las tensiones negativas. Esto quiere decir que se produce un mecanismo de redistribución interno que alivia a las zonas próximas al borde aumentando las tensiones de la zona interior lo cual es un mecanismo ciertamente lógico puesto que las redistribuciones siempre se producen por la cesión de tensiones de las partes más solicitadas hacia las partes menos solicitadas siempre y cuando estas puedan asumir los incrementos.

Respecto a las tensiones normales a la junta, todas son de compresión tanto en servicio como en rotura; no existiendo por tanto riesgo de despegue en este instante. Además, la zona próxima al borde se encuentra más comprimida que el resto, lo que supone una cierta garantía frente al despegue. Esta especie de blindaje puede deberse al hecho de que la puesta en obra de la capa de reparto es a muy corta edad de las placas alveolares por lo que las deformaciones diferenciales se van produciendo sobre la sección compuesta desde edades muy tempranas y su efecto se ve mitigado. No obstante, se profundizará sobre este aspecto más adelante.

- $T_2=10000$ días.

Lógicamente, la reología a tiempo infinito amplifica la magnitud de las tensiones debido fundamentalmente a la retracción diferencial. Sin embargo, en ninguna fibra se alcanzan los valores límite.

La **Figura 4-17** muestra los valores en servicio mientras que la **Figura 4-18** muestra los valores de las tensiones para rotura.

Respecto a tensiones tangenciales, el comportamiento es idéntico al de la fase anterior ($T_1=60$) si bien a tiempo infinito es cuando se esperan las mayores tensiones sobre la junta.

Figura 4-17: Tensiones en servicio. $T_2=10000$ días. Calendario I.

En efecto así sucede. El valor de las tensiones positivas sube hasta niveles de 1.8Mpa en servicio bajando hasta 1.7Mpa en rotura a costa de aumentar las tensiones negativas hasta valores de 0.45Mpa. Se produce una redistribución entre tensiones positivas y negativas.

La junta no alcanza su valor límite de rotura (2.20Mpa) frente a tensiones tangenciales. Sin embargo, hay que resaltar el hecho de que no se ha tenido en cuenta el efecto favorable que sobre la junta ejercen las tensiones normales de compresión que se observan en la **Figura 4-18** provocando un incremento de la fricción y por tanto de la resistencia frente a tensiones tangenciales. Recordar el hecho de que los ensayos se han hecho sobre la base de inexistencia de tensiones normales al plano de la junta.

Figura 4-18: Tensiones en rotura. $T_2=10000$ días. Calendario I.

Por tanto, a pesar de estar cerca del límite teórico de rotura de la interfaz, aún se tiene una reserva de seguridad nada despreciable.

Las tensiones normales, al igual que en la fase anterior, son siempre de compresión aunque en este caso se puede observar que el valor de las mismas desciende hasta casi anularse sin llegar en ningún caso a producirse tracciones normales a la junta. La disminución de las compresiones normales a la junta está motivada por el desarrollo de la reología. En concreto la retracción diferencial entre la placa y la capa de reparto.

Al parecer sigue ejerciendo un efecto favorable el hecho de la elección de un calendario de puesta en obra acorde con la edad de ambos elementos. No obstante, la aparente casualidad de que las compresiones normales sean casi nulas a tiempo infinito se ve influenciado además por el efecto favorable que el peso de la capa de rodadura impone sobre la junta. No es una cuestión puramente de reología.

Para demostrar este hecho se ha hecho una prueba sometiendo al tablero en estudio únicamente a las acciones permanentes de valor no constante, sin acciones gravitatorias. Se han medido tensiones a $t=10000$ días y, en efecto, aparecen tracciones normales a la junta de valor inferior al límite más restrictivo (0.72Mpa) en servicio.

La **Figura 4-19** ilustra el estudio. Se muestran las tensiones normales a la junta, en servicio, para dos placas representativas (1 y 4) de borde y central respectivamente. Inclusive con la extrapolación no se alcanza el límite ficticio de -0.72Mpa para compresión.

Figura 4-19: Tensiones normales en servicio para acciones PVNC. $T_2=10000$ días. Calendario I.

En la **Figura 4-20** se puede observar la amplificación de las tensiones normales en estado de rotura pero sin llegar a alcanzar los límites marcados.

Por lo tanto, parece que con el Calendario I, el efecto del peso de la capa de rodadura se convierte en garantía más que suficiente para mantener la junta siempre comprimida frente a tensiones normales.

Respecto al comportamiento de la junta frente a tensiones tangenciales provocadas exclusivamente por acciones reológicas, caso hipotético obviamente, se pueden hacer las siguientes observaciones.

Figura 4-20: Tensiones normales en rotura para acciones PVNC. $T_2=10000$ días. Calendario I

En servicio se observa, ver **Figura 4-21**, un incremento del valor de la tensión pico en el borde alcanzando valores cercanos a 2.00Mpa mientras que en rotura, **Figura 4-22**, los valores se incrementan hasta valores cercanos a 3.00Mpa rebasando claramente el límite de 2.20Mpa.

Tanto uno como otro son valores irreales desde el punto de vista del funcionamiento porque las acciones reológicas no pueden actuar de manera independiente a las gravitatorias, al menos a las acciones permanentes. Además, las acciones gravitatorias provocan sobre la interfaz tensiones tangenciales de signo contrario a las provocadas por la reología por lo que sus efectos se superponen dando como resultado el que la junta no rebase su capacidad límite tal y como se ha mostrado en los gráficos anteriores.

Vistos los valores máximos obtenidos en los cálculos (1.8Mpa) inferiores a los límites, parece que la dimensión de los elementos empleados en este caso (placa de 40cm y capa de reparto de 20cm) provocan acciones exteriores capaces de neutralizar parcialmente a las tensiones provocadas por la reología y mantienen a la estructura dentro de los límites de seguridad. Por tanto, la elección adecuada de las dimensiones de los elementos es, junto con una adecuada puesta en obra y un calendario coherente, la mejor garantía para el mantenimiento de la integridad de la interfaz en todo instante.

Figura 4-21: Tensiones tangenciales en servicio para acciones PVNC. $T_2=10000$ días. Calendario I

Figura 4-22: Tensiones tangenciales en rotura para acciones PVNC. $T_2=10000$ días. Calendario I

- $T_3=10000$ días.

En este caso se analiza la influencia que tienen, además de las acciones permanentes, las sobrecargas de tráfico (SC + CA) a tiempo infinito.

La **Figura 4-23** muestra los gráficos para servicio correspondientes con la posición del carro centrado en el vano CA (CV) y la sobrecarga SC extendida a todo el tablero.

Figura 4-23: Tensiones en servicio CA(CV). $T_3=10000$ días. Calendario I.

En la **Figura 4-24** se muestran los gráficos en servicio para la posición del carro situado a un canto útil de los apoyos CA (AP) y la sobrecarga SC extendida a todo el tablero.

Figura 4-24: Tensiones en servicio CA(AP). $T_3=10000$ días. Calendario I.

Según se observa en las anteriores figuras, las tensiones rasantes disminuyen respecto al caso anterior T_2 . Como ya se ha comentado, el efecto de las acciones gravitatorias provoca tensiones de signo contrario al de las tensiones por deformaciones impuestas.

Las tensiones normales se ven igualmente favorecidas en el caso del carro situado en el centro de vano CA(CV) puesto que el nivel de compresiones aumenta sobre la interfaz no existiendo por tanto peligro de despegues. Tan solo, en el caso del carro situado en las inmediaciones de los apoyos CA (AP) se producen unas pequeñas tracciones de valor máximo 0.13Mpa que no representan peligro alguno. En este último caso puede verse igualmente (**Figura 4-24**) cómo se supera el límite teórico de 0.72Mpa asumido para tensiones de compresión en servicio.

Tal y como se ha apuntado, superar este límite no implica absolutamente nada puesto que nada se sabe sobre el límite de la interfaz frente a tensiones de compresión. En cualquier caso, el valor máximo alcanzado está en torno a 1.00Mpa que es inferior al límite establecido para el estado de rotura.

La **Figura 4-25** muestra los gráficos para rotura correspondientes con la posición del carro centrado en el vano CA (CV) y la sobrecarga SC extendida a todo el tablero.

Figura 4-25: Tensiones en rotura CA(CV). $T_3=10000$ días. Calendario I.

En la **Figura 4-26** se muestran los gráficos en rotura para la posición del carro situado a un canto útil de los apoyos CA (AP) y la sobrecarga SC extendida a todo el tablero.

Figura 4-26: Tensiones en rotura CA(AP). $T_3=10000$ días. Calendario I.

Las reflexiones son idénticas a las observadas en el comportamiento en servicio. Las sobrecargas mejoran notablemente el comportamiento de la interfaz frente a tensiones tangenciales. Igualmente, las tensiones normales de compresión aumentan sobre la misma. En el caso particular de la hipótesis de colocación del carro a un canto útil del apoyo CA(AP) se observa un incremento

de las tensiones de compresión por encima de los límites impuestos pero, igualmente, son valores muy bajos (< 1.5 Mpa) que hay que investigar su influencia sobre la junta. Ensayos sobre este asunto serían necesarios para poder caracterizar de manera completa el comportamiento de la interfaz.

4.6.2 Calendario II

- $T_1=150$ días.

Figura 4-27: Tensiones en servicio. $T_1=150$ días. Calendario II.

En relación a las tensiones tangenciales se observa para este calendario una ligera disminución aunque se mantiene la forma de comportamiento. Sin embargo, las tensiones normales han cambiado su forma. En las proximidades del borde aparecen unas tracciones motivadas por el efecto de la retracción diferencial ya que las edades de puesta en obra son muy diferentes entre placa alveolar y capa de reparto.

Al igual que en ocurre en el calendario I, el pico de tensiones normales se produce a 0.2m del borde porque es ahí donde está situado el primer nodo de la discretización donde puede materializarse una reacción vertical. Se hace no obstante la comprobación de simular la intersección ficticia con el eje de ordenadas para intentar inferir la posibilidad de fallo por despegue.

La Figura 4-27 muestra valores máximos ficticios de tracciones de 0.1Mpa lo cual pone de manifiesto la inexistencia de peligro en este instante.

La Figura 4-28 muestra las comprobaciones en rotura para el mismo instante.

Figura 4-28: Tensiones en rotura. $T_1=150$ días. Calendario II.

Más allá de un leve incremento global del valor de las tensiones, tangenciales y normales, no hay nada que destacar respecto del comportamiento en servicio. El umbral máximo de tracciones se espera igualmente en el entorno de 0.1 Mpa muy lejano al límite.

- $T_2=10000$ días.

Figura 4-29: Tensiones en servicio. $T_2=10000$ días. Calendario II.

La Figura 4-29 muestra todos los picos de tensión por debajo de los límites. Nada que destacar salvo la permanencia de las tensiones normales de tracción en el borde con valores lógicamente superiores al estado anterior puesto que la retracción diferencial ya se ha desarrollado por completo.

Figura 4-30: Tensiones en servicio. $T_2=10000$ días. Calendario II.

Por tanto, a tiempo infinito sin la actuación de las sobrecargas, el calendario-II no presenta aparentes problemas de despegue de la capa de reparto.

- $T_3=10000$ días.

Figura 4-31: Tensiones en servicio CA(CV). $T_3=10000$ días. Calendario II.

Para la sobrecarga de uso y el carro situado en centro de vano CA(CV) se observa (Figura 4-31) que las tensiones tangenciales disminuyen respecto a la fase anterior motivado porque el signo de las acciones exteriores es contrario al de las deformaciones impuestas. Las tensiones normales no acusan en las zonas próximas al borde el efecto de las sobrecargas. Sin embargo, en la zona de actuación del carro se incrementan notablemente siendo de compresión lo cual supone una garantía frente al despegue.

A continuación, **Figura 4-32**, se muestran los resultados para servicio con el carro situado a un canto útil del apoyo.

Figura 4-32: Tensiones en servicio CA(AP). $T_3=10000$ días. Calendario II.

La **Figura 4-33** muestra los valores de las tensiones para rotura correspondientes a la posición del carro centrado en el vano.

Figura 4-33: Tensiones en rotura CA(CV). $T_3=10000$ días. Calendario II.

A continuación se muestran los resultados en rotura para la hipótesis de carga del carro situado en las inmediaciones del apoyo CA(AP).

Figura 4-34: Tensiones en rotura CA(AP). $T_3=10000$ días. Calendario II.

A modo de resumen podría decirse que el estudio de las tensiones rasantes en la interfaz entre placas y capa de reparto participa de las situaciones de Servicio y de Rotura puesto que no se puede permitir el despegue de ambos elementos en ningún momento de la vida útil del puente.

Las curvas experimentales de resistencia aportan valores suficientemente precisos para estudiar el comportamiento bajo la actuación de acciones de servicio y de rotura y establecer los límites válidos para cada dominio si bien con la utilización de curvas continuas esto sería prescindible

simplemente controlando que para cada estado de tensión los puntos de la interfaz cumplan con la curva de resistencia.

La fuerte interacción entre los elementos en contacto provocada por la retracción diferencial hace necesario estudiar el fenómeno bajo dos ópticas distintas en cuanto al calendario constructivo. Se estudian dos calendarios de proceso constructivo. El Calendario-I pretende simular una puesta en servicio muy temprana con el fin de que la sección compuesta haga frente a la mayoría de las deformaciones reológicas. El Calendario-II pretende estudiar la influencia de un desfase grande entre la fabricación de las placas, la formación de la sección compuesta y la puesta en servicio del puente.

Respecto a tensiones tangenciales, el patrón de comportamiento de la interfaz es igual tanto en servicio como en rotura. La zona próxima al apoyo del tablero sufre tensiones positivas (hacia el centro de vano) en una longitud aproximada del 5% del vano pasando luego a cambiar de signo hasta el centro de vano donde se anula generalmente. No hay especial diferencia entre los calendarios estudiados. Los valores máximos alcanzados, en servicio, están en el orden de 1.8Mpa siempre inferiores al límite (2.20Mpa). En rotura, dichos valores máximos se relajan aproximadamente hasta valores de 1.4Mpa a costa de incrementar los valores de las tensiones de valor negativo. Se produce una redistribución.

Las tensiones normales a la junta no representan ningún problema independientemente del calendario o del estado de servicio o rotura. Se obtienen valores máximos de compresión de 0.35 Mpa en rotura para el Calendario-I algo mayores que para el Calendario-II. Con el Calendario-I se observa que la junta está siempre comprimida mientras que con el Calendario-II existe una pequeña zona de tracciones próxima a la zona de apoyo. Ciertamente, el valor de la tracción es inferior a 0.1Mpa pero hay una realidad evidente y es la ventaja que un proceso constructivo que no demore la puesta en servicio del puente respecto a la fecha de fabricación de las placas aporta. La junta está siempre comprimida lo cual es un extra de seguridad máxime cuando no se dispone de armadura de cosido. No obstante, la realidad constructiva se encontrará entre los dos límites estudiados por lo que se puede asegurar que los problemas de despegue en la interfaz no van a aparecer siempre y cuando se elija un acabado adecuado y se cuide la puesta en obra.

Independientemente de lo anterior, el hecho de que la magnitud de las tensiones normales sobre la interfaz, ya sean de tracción o compresión, sea tan pequeña evidencia la ausencia total de peligro máxime cuando se ha tenido que hacer una hipótesis sobre el comportamiento de las mismas extrapolando el comportamiento del caso tangencial lo cual añade mucha incertidumbre pero esta queda acotada por el amplio margen de seguridad obtenido.

Por último, a la vista de los resultados obtenidos, es fácil concluir que el comportamiento de los tableros construidos no ha presentado problemas de rasante por tres motivos fundamentales. El primero es la elección del tipo de acabado superficial mediante cepillado.

El segundo es la verdadera capacidad resistente, desconocida hasta hace poco, de la interfaz. Es cierto que los cálculos comprobatorios originales arrojaban resultados del lado de la seguridad pero erraban en los planteamientos puesto que la retracción diferencial no se tenía en cuenta y se ha visto que es precisamente esta la que, a tiempo infinito, provoca las mayores tensiones. Cuestión casual o no, el caso es que el funcionamiento observado en la práctica ahora se puede explicar perfectamente.

Por último, los mecanismos resistentes de transferencia interna de tensiones (redistribución), sobre todo tangenciales, desconocidos hasta ahora, que permiten preservar de alguna manera los extremos del tablero a costa de incrementar las tensiones hacia zonas interiores del vano.

Capítulo 5. Conclusiones y líneas futuras de investigación

5.1 Introducción

La aplicación de placas alveolares pretensadas en tableros de obras de paso de carreteras de luces cortas es una práctica que presenta una creciente demanda debido a la posibilidad de aprovechar las ventajas del sistema.

Tradicionalmente se ha supuesto que el comportamiento de este tipo de tableros es inadecuado para hacer frente a sobrecargas móviles de tráfico por dos motivos fundamentalmente. Las placas alveolares no tienen apenas capacidad resistente a torsión y, la junta existente entre capa de reparto y placas alveolares es incapaz de transmitir las tensiones rasantes porque, en general, no se puede colocar armadura de cosido entre ambos elementos.

A pesar de las posibles causas de fallo citadas anteriormente, el comportamiento en servicio observado en este tipo de tableros es más que satisfactorio. La explicación de la aparente contradicción entre las predicciones teóricas y las observaciones reales puede obedecer a dos razones fundamentales. Por una parte, técnicas de modelización incapaces de representar los elementos y variables de gobierno de este tipo de tableros pueden conducir a la obtención de esfuerzos distorsionados que no se corresponden con la realidad del mecanismo resistente.

Por otra parte, la intensidad de tráfico pesado que en general soporta este tipo de tableros no es muy elevada porque la ubicación de los mismos suelen ser entornos alejados de vías principales de comunicación tales como zonas rurales o carreteras de montaña. Esto hace pensar que la magnitud de los esfuerzos solicitantes en servicio no alcanza el umbral de diseño prescrito en la normativa. Aún así, no parece razonable establecer la hipótesis de que estas estructuras funcionan por la aleatoria y aparentemente favorable casuística de restricción de tráfico a que están sometidas.

La modelización tradicional de este tipo de estructuras se ha basado en el método del emparrillado plano. Tanto las placas alveolares como la capa de reparto se definen mediante elementos de tipo barra y las juntas entre placas se representan mediante rótulas, o mejor dicho, cuasi-rótulas que transmiten los cortantes. Este método de modelización no aporta suficiente precisión para determinar la influencia de fenómenos tales como la torsión sobre las placas o el rasante entre la capa de reparto y la propia placa.

Se propone un nuevo método de modelización híbrido que permite cuantificar de forma más realista el mecanismo resistente de este tipo de tableros. La aplicación del método sobre un tablero tipo ha permitido obtener unos resultados que demuestran la buena correlación de las predicciones numéricas con el comportamiento observado en la realidad.

5.2 Conclusiones

5.2.1 Estado del arte

5.2.1.1 Contexto

- Existe una serie de tableros de obras de paso de carreteras ejecutados con placas alveolares pretensadas. Su génesis puede datarse a principios de los años 90 del siglo XX y en la actualidad se continúan ejecutando puesto que el comportamiento observado en servicio es adecuado. Habitualmente se emplean en carreteras secundarias con bajas IMD ó caminos. La técnica empleada para su ejecución es herencia directa del ámbito de los forjados destinados a edificios de uso habitacional. Se disponen una serie de placas yuxtapuestas en sentido longitudinal del eje de la obra simplemente apoyadas sobre sus extremos. Seguidamente se vierte sobre las mismas una capa de reparto de hormigón armado que a su vez rellena las juntas longitudinales entre placas dando de esta forma monolitismo al conjunto.
- No existe ninguna referencia normativa o recomendaciones para el proyecto de este tipo de tableros. Habitualmente son los fabricantes quienes dan el soporte técnico. Tradicionalmente han tenido mala prensa por la débil capacidad a torsión de las placas alveolares y por el inconveniente de no poder coser la junta horizontal existente entre placas y capa de reparto para absorber las tensiones rasantes.
- El rango de luces para los que esta tipología resulta adecuada en función del estado actual de la técnica oscila de 5 a 20m aunque las luces habituales están en torno a 10 ó 12m que son suficientes para puentear carreteras secundarias de dos carriles con arcenes. No existe una relación canto/luz establecida puesto que una misma placa puede resolver varias luces.

5.2.1.2 Sistemas de modelización

- Existen tres grupos de herramientas para modelización de forjados de placa alveolar sin capa de reparto.
 - Ábacos de reparto transversal basados en la teoría de la elasticidad.
 - Modelos de elementos finitos de tipo barra.
 - Modelos de elementos finitos de tipo lámina.
- Cualquiera de los tres sistemas presenta suficiente precisión para la representación del mecanismo resistente y además existe muy buena correlación entre ellos según se desprende de múltiples trabajos llevados a cabo básicamente por la Universidad de Chalmers.
- El modelo de barras desarrollado en Chalmers por Lundgren, Broo y Engström (Modelo Sueco) simula la directriz de las placas mediante elementos de tipo barra. Cada nodo de la directriz lleva asociados cuatro nodos, llamados esclavos, que están ligados entre sí mediante condiciones cinemáticas que simulan la planeidad de la sección tras deformarse (Navier-Bernouilli) y la indeformabilidad de la sección frente a esfuerzos de torsión (Saint-Venant). Este sistema permite introducir el efecto del espesor de las placas con la consecuente repercusión sobre la minimización de los esfuerzos de torsión. También permite representar el comportamiento real de las juntas longitudinales entre placas.
- El método tradicionalmente usado para la modelización de tableros es el emparrillado plano con un cierto grado de refinamiento para intentar aproximar con mayor precisión la respuesta del conjunto. De este tipo de modelos se obtienen de forma directa los esfuerzos principales de flexión y cortante tanto longitudinal como transversal, esfuerzos

rasantes y cortantes en juntas. Los esfuerzos de torsión hay que procesarlos y trasladarlos al centro de gravedad de la sección compuesta. Cualquier planteamiento diferente que intente aproximar la respuesta introduciendo algún otro elemento complica el modelo y no suele utilizarse. La limitación esencial de este sistema es la incapacidad para modelizar la junta longitudinal.

5.2.2 Análisis de un tablero tipo

- Se selecciona un tablero típico formado por 8 placas alveolares (9.60m de ancho) y 12m de luz. La sección tipo está formada por 2 carriles de 3.50m, 2 aceras de 1m y 1m (0.5+0.5) para colocación de barreras. Las acciones de tráfico se toman de IAP-98.
- Se propone un tipo de modelización original denominado híbrido formado por elementos de tipo barra y nodos esclavos para la representación de las placas, y elementos de tipo lámina para la representación de la capa de reparto. Ambos sistemas se conectan rígidamente mediante condiciones cinemáticas que permitan la compatibilidad de deformaciones. Las juntas longitudinales se modelizan mediante elementos no lineales de contacto. Esto supone un avance respecto al sistema sueco inicial para representación de forjados.
- El análisis se lleva a cabo en el dominio elástico de los materiales y la geometría. El pretensado se introduce como fuerza exterior sin consideración de pérdidas. No se considera la reología del sistema. Se diseñan una serie de fases que tienen en cuenta el proceso constructivo del tablero.
- Dos tipos de comprobaciones se llevan a cabo.
 - ELS: Fisuración por tensiones normales.
 - ELU: Agotamiento por tensiones normales, cortante, torsión y cortante en juntas longitudinales. El rasante entre hormigones se estudia aparte.
- Todas las comprobaciones resultan satisfactorias siendo el efecto más llamativo tras el análisis el excelente trabajo de la capa de reparto que, junto a la aportación del efecto del espesor de las placas, se traducen en un alivio de las torsiones sobre las mismas. De hecho, las placas no trabajan prácticamente a torsión. Así queda cubierto el primer objetivo del trabajo. Despejar las dudas existentes sobre la débil respuesta a torsión de las placas frente a las excentricidades provocadas por las cargas de tráfico.

5.2.3 Estudio de las tensiones rasantes

- Las normativas vigentes estudiadas prescriben valores para las tensiones límite de rasante del orden de 0.50Mpa mientras que las normativas en vigor al inicio del empleo de los tableros de placa alveolar prescribían valores del orden de 0.70Mpa por término medio. Se observa una notable disminución en las normativas modernas aunque es cierto que en la actualidad se permite la redistribución cosa que antaño no.
- Recientemente los investigadores Mones y Breña han ensayado a rasante en laboratorio distintas interfaces entre hormigones para evaluar de manera realista los valores de rotura. Los autores de los ensayos llegan a la conclusión de que el valor normativo de 80psi (0.55 Mpa) utilizado para establecer el límite de la resistencia a rasante de superficies intencionadamente rugosas prescrito por ACI-318 es claramente conservador para los tipos de interfaces estudiados, incluidos los acabados sin tratamiento. Un tratamiento adecuado sobre la superficie del hormigón prefabricado incrementa notablemente el valor de la tensión límite de rasante del contacto. Los valores medios obtenidos en los ensayos se sitúan en torno a 1.57Mpa alcanzando los 2.20Mpa para mezclas secas cepilladas.
- Las investigadoras Doria, Sales y Andrade igualmente llevaron a cabo recientemente una campaña experimental dentro del campo de refuerzo de estructuras de hormigón. La

campana estaba dirigida a caracterizar el comportamiento a cortante (vertical y oblicuo) y tracción del contacto entre hormigones de distintas edades y resistencias con distintos tipos de tratamiento de la interfaz. El ensayo realizado para caracterizar la tracción de la interfaz fue de tipo tracción indirecta (brasileño) sobre probetas mixtas de hormigones de distintas resistencias y edades. Los valores medios de las resistencias a tracción de las interfaces obtenidos en estos ensayos para hormigones de 30 y 35Mpa se sitúan en el orden de 1.94Mpa. Este valor puede representar perfectamente la resistencia al despegue entre dos hormigones.

- Los modelos mecánicos que representan una junta entre hormigones de diferentes edades suponen la existencia de un conjunto de tensiones normales y tangenciales al contacto capaces de equilibrar las acciones exteriores. Los elementos que definen el contacto entre hormigones deben representar la capacidad resistente de la junta tanto a tensiones normales como tangenciales. Se asume que no hay reducción de las propiedades de la interfaz por interacción entre tensiones tangenciales y tensiones normales.
- La caracterización frente a tensiones tangenciales del contacto representado por una superficie cepillada sobre la que se vierte un hormigón en segunda fase se puede extrapolar de los ensayos de Mones y Breña. Según estos ensayos, la resistencia última a rasante de este tipo de superficies se puede estimar en $\tau_{ru} = 2.20\text{Mpa}$. La caracterización frente a tensiones normales de despegue del contacto representado por una superficie cepillada sobre la que se vierte un hormigón en segunda fase se puede extrapolar de los ensayos de Doria, Sales y Andrade correlacionándolos con el comportamiento frente a tensiones tangenciales. Según estos ensayos, la resistencia última al despegue, analizada mediante el ensayo de tracción indirecta, se puede estimar en $\tau_{ru} = 1.26\text{Mpa}$. La caracterización de los elementos de contacto se hacen mediante la relación constitutiva de tensión-desplazamiento. Mediante estas curvas se puede estudiar de manera conjunta cualquier estado de la junta sin tener que distinguir entre ELU o ELS. Esto supone un nuevo enfoque para el control de este estado límite.
- Para el estudio de las tensiones sobre la interfaz se diseña un método basado en el aislamiento de la capa de reparto en un instante determinado t retirando del modelo todos aquellos elementos que no sean la propia capa de reparto pero manteniendo el estado tensional. Seguidamente se introducen los elementos de contacto y se someten a las condiciones tensionales de la capa. Dada la capacidad del software para poder realizar un cambio de condiciones de contorno sin variar las condiciones tensionales provenientes del modelo global se está en disposición de afrontar la comprobación de rasante en cualquier instante mediante este sistema.
- Debido a la fuerte interacción entre los elementos en contacto provocada por la retracción diferencial se estudia el fenómeno bajo dos ópticas extremas distintas en cuanto al calendario constructivo para descartar aleatoriedades del comportamiento. En un extremo se estudia una puesta en obra muy rápida (Calendario I) con edades de las placas muy cortas mientras que en el otro extremo se estudia una puesta en obra más lenta (Calendario II).
- En cuanto a los resultados, respecto a tensiones tangenciales, no hay especial diferencia entre los calendarios estudiados. Los valores máximos se alcanzan en las inmediaciones del borde con valores del orden de 1.8Mpa siempre inferiores al límite (2.20Mpa). Algunos nodos de las esquinas de las placas extremas fallan a tensiones tangenciales pero basta una sola iteración para alcanzar el equilibrio. En rotura, dichos valores máximos se relajan aproximadamente hasta valores de 1.4Mpa a costa de incrementar los valores de las tensiones de valor negativo. Se produce una redistribución hacia el centro del vano aliviando las zonas de borde. Respecto a las tensiones normales a la junta, estas no representan ningún problema independientemente del calendario o del estado de servicio o rotura. Se obtienen valores máximos de compresión de 0.35Mpa. Con el Calendario-I se observa que la junta está siempre comprimida mientras que con el Calendario-II existe una pequeña zona de tracciones en las inmediaciones del borde de valor inferior a 0.1Mpa. La

realidad constructiva se encontrará entre los dos límites estudiados por lo que se puede asegurar que los problemas de despegue en la interfaz no van a aparecer siempre y cuando se elija un acabado adecuado y se cuide la puesta en obra.

- El buen comportamiento observado en el funcionamiento de estos puentes se debe a tres motivos fundamentales.
 - Elección del tipo de acabado superficial (casual o no) mediante cepillado.
 - Verdadera capacidad resistente, desconocida hasta hace poco, de la interfaz. Los cálculos comprobatorios originales arrojaban resultados del lado de la seguridad pero erraban en los planteamientos puesto que la retracción diferencial no se tenía en cuenta y se ha visto que es precisamente esta la que, a tiempo infinito, provoca las mayores tensiones.
 - Existencia de mecanismos resistentes de transferencia interna de tensiones tangenciales, desconocidos hasta ahora, que permiten preservar de alguna manera los extremos del tablero a costa de incrementar las tensiones hacia zonas interiores del vano.

5.3 Trabajos futuros

Puesto que existe un cierto interés por la aplicación de placas alveolares pretensadas en el ámbito de los tableros de obras de paso de carreteras, y, en vista de que los modelos teóricos predicen un adecuado comportamiento tanto en servicio como en estados próximos a rotura, sería conveniente prestar atención a los siguientes aspectos de cara a la implementación de esta tipología como una más del espectro existente puesto que su rapidez constructiva y economía permiten resolver pasos de manera tremendamente eficaz.

- Establecer unas bases metodológicas y normativas o bien al menos de forma más inmediata unas recomendaciones preliminares que sirvan de guía a los proyectistas de este tipo de tableros. Como ejemplo, no excluyente, podrían servir los siguientes.
 - Contextualización del uso. Rangos de luces. Relaciones canto luz.
 - Métodos de modelización numérica basados en las últimas herramientas disponibles.
 - Evolutividad de las características resistentes de los materiales. Materiales más adecuados para este tipo de tableros.
 - Caracterización de juntas longitudinales entre placas.
 - Modelización eficaz de la interfaz de cara a controlar las tensiones rasantes entre hormigones.
 - Propuestas de métodos constructivos así como de calendarios adecuados de puesta en obra para garantizar la seguridad del sistema.
- Diseñar una campaña de ensayos de laboratorio orientada al estudio de σ y τ suficientemente representativa del comportamiento tanto en servicio como en rotura, a corto y largo plazo, de este tipo de tableros para corroborar los resultados numéricos propuestos anteriormente.
- Establecimiento, si procediera, de la tipología de obras de paso de carreteras conformadas con losas alveolares pretensadas con el consiguiente respaldo por parte de la Administración Pública para su aplicación con suficientes garantías.

Capítulo 6. Conclusions and future work

6.1 Introduction

The use of prestressed hollow core slabs in short span decks of roads is a practice that presents an increasing demand due to the possibilities of the system.

Traditionally it has been assumed that the behavior of this type of decks is inadequate to deal with mobile traffic overloads for two reasons mainly. The hollow core slabs have hardly any torsion-resistant capacity. Furthermore, the joint between the topping and the slabs is unable to transmit the shear stresses because, in general, it is not possible to place stirrups between the two elements.

Despite the causes of failure mentioned above, the behavior observed in this type of decks is more than satisfactory. The explanation of the apparent contradiction between theoretical predictions and observations may be due to two fundamental reasons. Modeling techniques unable of representing the elements and working variables of this type of deck can lead to the obtaining of distorted efforts that do not correspond to the reality of the resistant mechanism.

On the other hand, the intensity of heavy traffic that generally supports this type of decks is not very high because the location of these bridges are usually environments away from major communication routes such as rural areas or mountain roads. This suggests that the magnitude of the requesting efforts in service does not reach the design threshold prescribed in the regulations. Even so, it does not seem reasonable to hypothesize that these structures work by the random and seemingly favorable casuistry of traffic restriction to which they are subjected.

The traditional modeling system of this type of structures has been based on the plane grillage method. Both the hollow core slabs and the topping layer are defined by beam elements and the joints between plates are represented by hinges, or rather quasi-hinges which transmit the shear forces. This method of modeling does not provide enough accurate to determine the influence of phenomena such as torsion on the slabs or the shear between the topping layer and the slabs

A new hybrid modeling method is proposed that allows to quantify in a more realistic way the resistant mechanism of this type of decks. The application of the method on a typical deck has allowed to obtain results that demonstrate the good correlation of the numerical predictions with the behavior observed in the reality.

6.2 Conclusions

6.2.1 State of the art

6.2.1.1 Context

- There is a series of roadway decks executed with prestressed hollow core slabs. Its genesis can be dated in the early 90's of the twentieth century and are currently being implemented since the behavior observed in service is adequate. They are usually used on

secondary roads with low intensity of traffic. The technique used for its execution is copied directly from the scope of the slabs intended for residential buildings. A series of slabs simply supported on its ends are placed together along the axis of the bridge. Later, a topping layer of reinforced concrete is poured over which, in turn, fills the longitudinal joints between slabs thus giving monolithism to the whole.

- There are no regulations or recommendations for the project of this type of decks. Usually the manufacturers give technical support. Traditionally this type of decks have had bad press due to the weak torsional capacity of the hollow core slabs and by the inconvenience of not being able to sew the existing horizontal joint between slabs and topping layer to absorb the shear forces. The range of span lengths for which this typology is suitable depending on the current state of the art varies from 5 to 20m although the common use is around 10 or 12m that is enough to bridge secondary roads of two lanes with shoulders. There is no established depth/span relationship since the same slab can solve several spans.

6.2.1.2 Modeling systems

- There are three groups of tools for modeling hollow core slab floors without topping layer.
 - Abacuses based on the theory of elasticity.
 - Finite element models of beam type elements.
 - Finite element models of shell type elements.
- Any one of the three systems has sufficient precision for the representation of the resistant mechanism and in addition there is a very good correlation between them as was evidenced by several works carried out basically by the University of Chalmers.
- The beam model developed in Chalmers by Lundgren, Broo and Engström (Swedish Model) simulates the centerline of the slabs using beam elements. Each node of the centerline is joined to four nodes, called slaves, that are linked together by kinematic conditions that simulate the planarity of the section after deforming (Navier-Bernouilli) and the non-formability of the section against torsion stresses (Saint-Venant). This system allows introduce the effect of the thickness of the slabs with the consequent impact on the minimization of the torsion stresses. This system also allows represent the behavior of longitudinal joints between slabs.
- The method traditionally used for the modeling of HCS bridge decks boards is the plane grillage with a certain degree of refinement to try to approximate more accurately the response of the set. From this type of models the main efforts of bending and shearing are obtained longitudinally as well as transversal, shearing and shear stresses in joints. The torsion forces must be processed and transferred to the center of gravity of the composite section. Any other approach that tries to approximate the answer by introducing some other element complicates the model and is not usually used. The essential limitation of this system is the inability to model the longitudinal joint.

6.2.2 Analysis of a typical bridge deck

- A typical deck made up of 8 HCS (9.60m wide) and 12m span length is chosen. The cross section consists of 2 lanes of 3.50m each, 2 sidewalks of 1m and 1m (0.5 + 0.5) for placement of barriers. Traffic loads are taken from IAP-98.
- It is proposed a type of modeling called hybrid consisting of elements of beam type and slave nodes (Swedish Model) for the representation of the HCS and shell elements for the representation of the topping layer. Both systems are connected rigidly by kinematic conditions that allow the compatibility of deformations. The longitudinal joints are

modeled by non-linear contact elements. This represents an advance on the initial Swedish modeling system for floors.

- The analysis is carried out in the elastic domain of materials and geometry. The prestressing effect is introduced as external force without consideration of losses. Neither creep nor shrinkage is considered. A series of stages are designed that take into account the constructive process of the deck.
- Two types of checks are carried out.
 - SLS: Normal stress cracking.
 - ULS: Normal, shear, twist are checked but also shear stresses in longitudinal joints. The shear in the interface between concretes is studied separately.

All the checks are satisfactory. The most striking effect after the analysis is the excellent work of the topping layer which together with the contribution of the effect of the thickness of the slabs is translated into a relief of the torques on the slabs. In fact, the slabs do not practically suffer torque efforts. In this way, the first of the two doubts about this system is cleared.

6.2.3 Study of the shear stresses in the interface

- The current regulations studied prescribe values for maximum shear stresses in the order of 0.50MPa while the regulations in force at the beginning of the use of the HCS bridge decks prescribed values in the order of 0.70MPa on average. There is a noticeable decline in modern regulations although currently redistribution is allowed.
- Recently the researchers Mones and Breña have tested in laboratory different interfaces between concrete to evaluate in a realistic way the values of collapse. The authors conclude that the normative value of 80psi (0.55MPa) used to establish the limit of the roughness resistance of intentionally rough surfaces prescribed by ACI-318 is clearly conservative for the types of interfaces studied. Including finishes without treatment. A suitable treatment on the surface of the precast concrete increases significantly the value of the shear limit tension of the contact. The average values obtained in the tests are around 1.57MPa, reaching 2.20MPa for dry mixes. Researchers Doria, Sales and Andrade also recently conducted an experimental campaign within the field of reinforcement of concrete structures. The campaign was aimed at characterizing the shear behavior (vertical and oblique) and tension of the contact between concrete of different ages and resistances with different types of interface treatment. The test carried out to characterize the tension of the interface was the indirect (Brazilian) tension type on mixed concrete specimens of different strengths and ages. The mean values of the tensile strengths of the interfaces obtained in these tests for concrete of 30 and 35Mpa are in the order of 1.94MPa. This value can perfectly represent the peeling off resistance between two concretes.
- The mechanical models that represent a joint between concrete of different ages suppose the existence of a set of normal and shear stresses to the contact both able to balance the external actions. The elements that define the contact between concrete must represent the bearing capacity of the joint at both normal and tangential stresses. It is assumed that there is no reduction of interface properties by interaction between shear stresses and normal stresses.
- The characterization against shear stresses of the contact represented by a planed surface onto which a second stage concrete is poured can be extrapolated from the Mones and Breña tests. According to these tests, the ultimate shear strength of these types of surfaces can be estimated at $\tau_{ru} = 2.20\text{Mpa}$. The characterization against normal contact peeling off stresses represented by a planed surface onto which a second phase concrete is poured can be extrapolated from the Doria, Sales and Andrade tests. According to these tests, the ultimate peeling off strength, analyzed by the indirect tensile test, can be estimated at $\tau_{ru} =$

1.26Mpa. The characterization of the contact elements are made by the constitutive relationship of stress-displacement. Through these curves it is possible to study any state of the deck without having to distinguish between SLS or ULS. This is a new approach to the control of this limit state.

- For the study of the stresses on the interface, a method based on the isolation of the distribution layer is designed at a given time t by removing all those elements other than the topping layer itself, but maintaining the stress state. The contact elements are then introduced and subjected to the stress conditions of the layer. Given the ability of the software to be able to perform a change of boundary conditions without changing the tensional conditions coming from the global model, it is possible to face the shear stress checking at any time by this system.
- Due to the strong interaction between the elements in contact caused by the differential shrinkage, the phenomenon is studied under two different extreme optics, in terms of constructive schedules, to discard behavioral randomness. At one end, a quick set-up (Schedule I) with very short HCS ages is studied, while at the other end a slower set-up (Schedule II) is being studied. Regarding shear stresses, there is no special difference between the schedules studied. The maximum values are reached near the extreme with values around 1.8Mpa always below the limit (2.20Mpa). At ULS, those maximum values release approximately to 1.4Mpa by increasing the values of the negative stresses. Redistribution occurs towards the center of the span, releasing the edge zones. Normal stresses on the joint do not represent any problem regardless of the ultimate or service state. Maximum compression values of 0.35MPa are obtained. Within the Schedule-I it is observed that the interface is always compressed whereas with the Schedule-II there is a small zone of tensions near the edge of value less than 0.1 Mpa. The constructive reality will be between the two limits studied so that it can be ensured that the problems of peeling off at the interface will not appear as long as a suitable finish is chosen and care is taken during the construction.
- The proper behavior observed during the operation of these bridges is due to three fundamental reasons.
 - Choice of surface finishing type (casual or not) by brushing.
 - True shear strength, until recently unknown, of the interface. The original verifying calculations yielded results on the safety side but they were wrong in the approaches since the differential shrinkage was not taken into account and it has been seen that it is precisely this that, in long term, causes the greatest stresses.
 - Existence of internal resistant mechanisms capable to transfer shear stresses, unknown until now, that allow to preserve in some way the edges of the deck by increasing the tensions towards interior zones of the span.

6.3 Future work

Since there is some interest in the application of prestressed hollow core slabs in the field of roadway works, and, given that the theoretical models predict an adequate behavior both in service and in states close to failure, it would be convenient to pay attention to the following aspects in view of the implementation of this typology as one more of the existing spectrum since its constructive speed and economy allow to solve passes in a tremendously effective way.

- Establish a methodological and normative basis or at least more immediately, preliminary recommendations that serve as a guide for designers of this type of bridges. As an example, not exclusive, the following may serve.

- Contextualization of use. Ranges of light. Light corner relationships.
 - Numerical modeling methods based on the latest available tools.
 - Evolutivity of the resistant characteristics of the materials. Materials most suitable for this type of boards.
 - Characterization of longitudinal joints between slabs.
 - Effective modeling of the interface in order to control the shear stresses between parts of concrete in contact.
 - Proposals for constructive methods as well as adequate schedules for construction to guarantee the security of the system.
- Establish a methodological and normative basis or at least more immediately, preliminary recommendations that serve as a guide for designers of this type of bridges. As an example, not exclusive, the following may serve.
 - Design a laboratory test campaign sufficiently representative focused on the σ and τ behavior both in service and failure in the short and long term, of this type of decks, to corroborate the numerical results previously proposed.
 - Establishment, if appropriate, of the typology of bridges made of prestressed hollow core slabs with the subsequent support by the Public Administration for its application with sufficient guarantees.

Bibliografía

- [1] Hormipresa, *Memoria Técnica UTE Accesos Sagrera, Pont del Treball*, Madrid, 2010.
- [2] Prefabricados J. Cirera Arcos S.A, *Colección de tableros de puentes*, Roquetas de Mar, Almería, 1990.
- [3] Asociación para la investigación y desarrollo de las placas alveolares, *Manual AIDEPLA*, Madrid, 2004.
- [4] Ministerio de Fomento, *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural*, Madrid, 2008.
- [5] EN1168, CEN/Tc229, *European Standard EN 1168:2005: Precast concrete products – hollow core slabs*, Brussels, 2005.
- [6] Ministerio de Fomento, *EFHE Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados*, Madrid, 2002.
- [7] Fib Bulletin 6, *Special design considerations for precast prestressed hollow core floors*, Lausanne, Switzerland, 2000.
- [8] Ministerio de Fomento, *Obras de paso de nueva construcción*, Madrid, 2000.
- [9] CHALMERS, Civil and Environmental Engineering, *Shear and torsion interaction of hollow core slabs. HOLCOTORS*, Technical Report 3, Rev.1, Göteborg, Sweeden, 2004.
- [10] K. Lundgren, H. Broo and B. Engström, *Analyses of hollow core floors subjected to shear and torsion*, Structural Concrete, 2004, 5, N° 4, 161-172.
- [11] Walraven, J.C. and van der Marel, A.P. *Experiments on Hollow Core Slabs, Supported along three Edges*. Division of Mechanics and Structures, Delft, 1992.
- [12] Fib Bulletin 6, *Special design considerations for precast prestressed hollow core floors*, Lausanne, Switzerland, 2000.
- [13] Elliot, K.S, Davies, G. and Bensalem, K. *Precast Floor Slabs Diaphragms Without Structural Screeds*, Concrete 200 – Economic and Durable Construction Through Excellence, 617-632, Dundee, 1993.

- [14] Elliot, K.S, Davies, G. and Wahid Omar, *Experimental and Theoretical Investigation of Precast Hollow Core Slabs Used as Horizontal Diaphragms*, The Structural Engineer, Vol. 70, N° 10, May 1992.
- [15] Pajari, M. *Pure Torsion Test on Single Slabs Units*. Technical Research Centre of Finland. VTT Research notes 2273. Espoo, Finland, 2004
- [16] Fédération Internationale de la Précontrainte. *Precast prestressed hollow core floors*. Thomas Telford, London, 1998.
- [17] Javier Manterola, *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, Madrid, 2006.
- [18] K. Lundgren, Mario Plos, *Analyses of hollow core floors*, Report 04:7, rev.1, Göteborg, Sweden, 2004.
- [19] Ministerio de Fomento, *Trazado, Instrucción de Carreteras, Norma 3.1-IC*, Madrid, 2008
- [20] Ministerio de Fomento, *LAP – Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*, Madrid, 1998.
- [21] V. Moreno, L. Albajar, *Análisis del comportamiento de tableros de obras de paso de carreteras ejecutados con placa alveolar pretensada*, Madrid, 2011.
- [22] Pajari, M. *Resistance of prestressed hollow core slabs against web shear failure*. Technical Research Centre of Finland. VTT Research notes 2292. Espoo, Finland, 2005.
- [23] EN 1992-1-1. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings*. 2010.
- [24] Hernández, E. Gil, L. *Hormigón Armado y Pretensado*. Grupo de Investigación TEP-190 Ingeniería e Infraestructuras.11. Granada, 2007.
- [25] American Concrete Institute. *ACI 318-11. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, MI, 2011.
- [26] Moreno, V. Albajar, L. *Modelización de tableros de obras de paso de luces cortas ejecutados con placa alveolar pretensada*. Informes de la Construcción, Vol 66, m009 Extra-1, Madrid 2014.
- [27] SAP 2000. *Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Advanced 12.0.0. Analysis Reference Manual*. Computers and Structures Inc, Berkeley, California, USA, 2008.
- [28] González, E. *Estudio experimental del comportamiento de juntas entre hormigones in situ y prefabricados con distintos tratamientos de la unión*. Tesis doctoral. ETSICCP UPM, Madrid, 1988.
- [29] Gálvez, J. *Influencia de la rugosidad y la cuantía de armadura transversal en el comportamiento de las piezas compuestas solicitadas a flexión*. Tesis doctoral. ETSICCP UPM, Madrid, 1992.

- [30] Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, *EF-88 Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado*, Madrid, 1988.
- [31] British Standards Institution, *BSI 8110 Structural Use of Concrete. Part-1. Code of Practice for Design and Construction*, London, 1985.
- [32] Fédération Internationale de la Précontrainte, *Guide to good practice – Shear at the interface of Precast and In situ Concrete*, 1982.
- [33] CICCP, GEHO-CEB, ATEP, *Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural*, Madrid, 1990.
- [34] Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), *Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación*, 3ªed, Bilbao, 1986.
- [35] Precast Concrete Institute. *Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete. 7th ed*, Chicago, IL, 2010.
- [36] Mones, Ryan M, Breña, Sergio F, *Hollow-Core Slabs with Cast in Place Concrete Toppings: A study of interfacial shear strength*, Precast Concrete Institute Journal., Chicago, IL, 2013.
- [37] Hanson, N.W, *Pecast-Prestressed Concrete Bridges 2. Horizontal Shear Connections*, Journal of the PCA Research and Development Laboratories 2: 38-57.
- [38] Girhammar, U.A. and M. Pajari, *Tests and Analysis on Shear Strength of Composite Slabs of Hollow Core Units and Concrete Topping*, Construction and Building Materials 22: 1708-1722.
- [39] M.R. Doria, A.T.C. Sales, N.F. de A. Andrade, *Bond strength between steel-concrete and between concretes with different ages in structural rehabilitation*, Ibracon Structures and Materials Journal Vol 8 N°5, Brasil, 2015.
- [40] Beushausen, H, Alexander, M.G, *Bond Strength Development Between Concretes of Different Ages*, Magazine of Concrete Research, Vol 60 N° 1, 2008.
- [41] Momayez, A, Ehsani, M.R, Ramezaniapour, A.A, Rajaie, H, *Comparison of Methods for Evaluating Bond Strength Between Concrete Substrate and Repair Materials*, Cement and Concrete Research N° 35, 2005.
- [42] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Concreto Autoadensável, Classificação, controle e aceitação no estado fresco*, NBR 15823-2, Rio de Janeiro, 2010.
- [43] Halvard W. Birkeland, *Differential Shrinkage in Composite Beams*, Journal of the American Concrete Institute Vol 56 N°5, Detroit, Mich (USA), 1960.
- [44] Corres Peiretti, H, Pérez Caldentey, A, Martínez Martínez, JL, López Agüí, JC, *Prontuario Informático del Hormigón Estructural EHE-08 3.1*, IECA, UPM, Madrid, 2012

ANEXOS

A. Calibración de herramientas de modelización

A.1 Calibración de modelos de elementos finitos de tipo lámina

Los forjados se componen de cinco placas alveolares de 120cm de ancho y 40cm de canto simuladas con hormigón HP-40 cuyas características deformacionales (E y ν) se han obtenido de EHE-08. Las luces estudiadas son de 4, 6, 8, 10, 12 y 14m. Las placas se disponen simplemente apoyadas en los extremos de forma que un extremo tiene impedidos los tres desplazamientos y dos de los giros permitiendo el giro principal de flexión longitudinal. El extremo opuesto tiene las mismas coacciones pero además permite el desplazamiento longitudinal materializando de esta forma un apoyo móvil.

La separación entre placas es de 5cm para tener en cuenta la junta longitudinal. A los nodos situados a uno y otro lado de la junta se les imponen idénticas condiciones cinemáticas a excepción de los giros transversales. De esta forma se materializa la rótula.

El ancho de cada placa se discretiza mediante cuatro elementos de 30cm de ancho. La dimensión longitudinal de cada elemento es de 50cm. La razón de no discretizar con elementos cuadrados es para comprobar la influencia que tiene sobre la precisión de los resultados el empleo de una discretización con relación de 1 a 1,7 lejana aún de los límites máximos aconsejados (1 a 4) por los programas comerciales de elementos finitos. De esta forma, con discretizaciones menos densas, se consiguen economizar tiempos de cálculo.

Los elementos elegidos son láminas homogéneas e isótropas de cuatro nodos con funciones de interpolación lineal que combinan comportamientos de membrana y placa de forma desacoplada. El comportamiento de membrana utiliza formulación isoparamétrica con rigidez al desplazamiento según el plano del elemento y rigidez al giro en la dirección normal al plano del elemento. El comportamiento de placa incluye rigideces al giro fuera del plano del elemento según dos direcciones ortogonales y rigidez al desplazamiento según la dirección perpendicular al plano del elemento. Por defecto se considera la formulación de Kirchhoff para el comportamiento de placa. Las rigideces a flexión torsión y cortante asignadas a los elementos son las brutas obtenidas por el programa SAP 2000[27].

No se ha representado la ortotropía de las placas alveolares de forma intencionada para comprobar si este efecto introduce alguna fuente de imprecisión en los resultados a pesar de que en los estudios llevados a cabo por Lundgren y otros no se obtuvieron diferencias tal y como se muestra en el Capítulo 2.

La **Figura A-1** muestra las características de los elementos finitos tipo lámina empleados por el programa.

Figura A-1: Elementos finitos tipo lámina

Las hipótesis de carga consideradas son dos. Carga puntual centrada en el vano y en el ancho de valor 10 kN y carga puntual centrada en el vano pero situada en el extremo del ancho de valor 10 kN. La muestra esquemas de modelización e hipótesis de carga excéntrica.

Figura A-2: Modelización e hipótesis de carga excéntrica para forjados de 4 y 14m

Con objeto de no redundar en multitud de figuras se presentan algunos resultados correspondientes a los forjados de 4 m (izquierda) y 14 m (derecha); leyes de momentos flectores longitudinales y transversales, cortantes, torsores y desplazamientos. Finalmente se muestran los gráficos de reparto transversal y su correlación con los ábacos de EHE-08.

Las grafías de colores permiten analizar de forma cualitativa determinados fenómenos resultando prescindible la cuantificación numérica. En cualquier caso, donde sea necesario se indican los valores en el texto. Todos los cálculos se han hecho en el dominio de la elasticidad.

A.1.1 Leyes de momentos flectores longitudinales

La **Figura A-3** pone de manifiesto que la distribución de momentos flectores longitudinales está fuertemente influenciada por la luz. El hecho de aumentar la luz se traduce en una mayor capacidad de reparto transversal sobre el conjunto de las placas lo cual es bastante intuitivo. La lejanía de los apoyos permite a las isostáticas abrirse en mayor medida.

Figura A-3: Momentos flectores longitudinales. Carga excéntrica

A.1.2 Leyes de momentos flectores transversales

Romper la continuidad transversal, en lo que al mecanismo de flexión se refiere, ocasiona la práctica anulación de la flexión transversal de las placas al contrario de lo que ocurriría en un forjado continuo.

En este caso sí merece la pena hacer un comentario sobre el orden de magnitud. A pesar de que existan zonas con mayor intensidad (color rojo), ver **Figura A-4**, los esfuerzos son prácticamente nulos ($0,8\text{kNm/m}$) para ambas luces. Por tanto este no es un fenómeno que dependa de la luz sino de la condición de contorno impuesta en las juntas longitudinales.

Quizás el hecho de que las placas sólo tengan una anchura de $1,20\text{m}$ influye sobre los resultados. No tiene interés preguntarse por la evolución de los esfuerzos de flexión transversal con la variación del ancho de placa porque la fabricación estándar responde a la dimensión modelizada. Esta es por tanto una primera simplificación que podría introducirse a la hora de modelizar forjados o tableros de placas alveolares simplemente apoyados. Despreciar la flexión transversal.

Figura A-4: Momentos flectores transversales. Carga excéntrica

A.1.3 Leyes de cortantes longitudinales

Tal y como establecen Lundgren, Broo y Engström, el reparto de cortantes en los apoyos sigue una pauta de reparto más homogénea que los momentos flectores. Prácticamente todos los apoyos reciben el mismo cortante salvo en el caso de luces pequeñas en que la diferencia se acusa un poco más. También es interesante ver cómo el máximo cortante se produce bajo la carga puntual motivado por el hecho del reparto transversal tan eficaz de este sistema. Ambos efectos pueden observarse en la **Figura A-5**.

Figura A-5: Cortantes longitudinales. Carga excéntrica

A.1.4 Leyes de torsores

La Figura A-6 [10] muestra la distribución de momentos torsores de un forjado de 7 m de luz formado por cinco placas y sometido a una carga puntual centrada en el ancho y en el vano. Se observa cómo la magnitud de los momentos torsores va disminuyendo para las placas más alejadas de la carga (1 y 5). Idéntica tendencia se muestra en la Figura A-7.

Figura A-6: Distribución de torsores en forjado de 7m. Carga centrada

Figura A-7: Distribución de torsores. Carga centrada

Por tanto, es crucial que cualquier modelo sea capaz de representar la distribución de momentos torsores del tablero o del forjado. Además hay que cuidar mucho la sensibilidad con que se representan las juntas porque obviamente son las responsables de la magnitud de los esfuerzos torsores que recoge cada placa. Quizás este es el punto débil de este tipo de modelización. El hecho de no poder representar transversalmente el efecto del espesor de las placas induce un cierto error en la cuantificación de la torsión.

A.1.5 Leyes de desplazamientos verticales

Los gráficos de desplazamientos verticales se muestran lógicamente relacionados con los de momentos flectores a través de la rigidez de los elementos. La placa directamente cargada es la que más se deforma. El efecto se muestra en la **Figura A-8**.

La diferencia de deformaciones verticales provoca que los giros en los apoyos sean distintos para cada placa. Si se tratase de un tablero de vigas sería la capa de compresión la encargada de actuar como diafragma de homogeneización de las rotaciones mediante el desarrollo de unas tensiones rasantes longitudinales contenidas en el espesor de la capa[17].

En el caso estudiado no existe ninguna capa de reparto encargada de homogeneizar el trabajo de las rotaciones diferenciales. Dicha misión recae directamente sobre las juntas longitudinales. En el contacto entre placa y hormigón de la junta se desarrollan unas tensiones rasantes cuyo valor es conveniente cuantificar para poder comprobar posteriormente que no se supera la capacidad resistente de la junta a esfuerzo rasante.

Figura A-8: Desplazamientos verticales. Carga excéntrica

A.1.6 Gráficos de reparto transversal

Por último se muestran los gráficos de reparto transversal de carga y su correlación con las curvas previstas en EHE-08.

En teoría, los resultados obtenidos de los cálculos basados en la teoría de la elasticidad habría que mayorarlos por un factor de 1,25 en el caso de la placa directamente cargada y minorarlos en proporción al porcentaje de participación para el resto de placas.

En vista de los resultados obtenidos no parece razonable aplicar el factor de mayoración de 1.25 prescrito por EHE-08 para la placa directamente cargada puesto que se estaría sobreestimando en demasía la carga soportada. Los modelos MEF aportan la suficiente precisión en cuanto al reparto de la carga sobre el conjunto del forjado.

A.1.6.1 Carga centrada

La **Figura A-9** muestra el reparto transversal de carga para el dispositivo con carga centrada. Los resultados de MEF para la placa directamente cargada son aproximadamente un 24% superiores a los previstos por EHE-08. Para el resto de placas, los resultados son inferiores a las previsiones en proporción a los porcentajes de participación.

A la vista de los resultados sería suficiente tomar los valores obtenidos por el cálculo MEF puesto que el coeficiente 1,25 (1,24 en este caso) va implícito. De lo contrario, los resultados obtenidos mediante el cálculo MEF, un 24% superiores a los previstos por EHE-08, habría que volver a

mayorarlos por 1,25. En ese caso se estaría sobreestimando el valor de la carga en un 25% de forma innecesaria.

Figura A-9: Reparto transversal para carga centrada

A.1.6.2 Carga excéntrica

En este caso la placa directamente cargada recibe una carga entre un 15 y un 27% (según la luz del forjado) superior a la estimada por EHE-08. Los resultados se muestran en la **Figura A-10**.

En el caso del 15% de sobreestimación, si se aplica el criterio de tomar la carga directamente obtenida del cálculo MEF se estaría subestimando el valor de la misma un 10% respecto de lo aconsejado en la Instrucción pero no hay que olvidar que el factor 1,25 representa una envolvente global de condiciones de sustentación y de casos de carga. Sin embargo, la modelización MEF reproduce con suficiente aproximación el comportamiento del forjado y por ello se obtiene un mejor ajuste del coeficiente de mayoración de la placa directamente cargada.

En el caso del 27% de sobreestimación, si se aplica la mayoración prescrita por EHE-08 se estaría igualmente sobreestimando un 25% el valor de la carga sobre la placa directamente cargada

Figura A-10: Reparto transversal para carga excéntrica

A.2 Calibración de modelos de elementos finitos de tipo barra + nodos esclavos

El forjado modelizado está compuesto por ocho placas alveolares de 120cm de ancho y 40cm de canto de hormigón HP-40. La luz es de 12m. El forjado de referencia[18] está compuesto por cinco placas e idéntica luz. Las características geométricas de las placas pueden verse en la **Figura A-11**. Las características mecánicas se muestran en la **Tabla A-1**. El eje X es horizontal y el eje Y es vertical ambos pasando por el centro de gravedad de la sección. Los valores de las resistencias a tracción y módulo de elasticidad se han calculado según EHE-08.

Figura A-11: Características geométricas de la placa

Canto de placa h (mm)	400
f_{ck} (Mpa)	40
$f_{ct,k}$ (Mpa)	2,45
E (Mpa)	30891
A (m ²)	0,2108
I_x (m ⁴)	$4,43 \cdot 10^{-3}$
I_y (m ⁴)	$2,80 \cdot 10^{-2}$
J (m ⁴)	$9,03 \cdot 10^{-3}$

Tabla A-1: Características mecánicas de la placa.

Las placas se disponen simplemente apoyadas en los extremos de forma que un extremo tiene impedidos los tres desplazamientos y dos de los giros permitiendo el giro principal de flexión longitudinal. El extremo opuesto tiene las mismas coacciones pero además permite el desplazamiento longitudinal materializando de esta forma un apoyo móvil.

La directriz de cada placa se modeliza mediante 60 barras de 20cm de longitud (5 barras por metro) al igual que en [18]. Se trata de una discretización muy densa pensada para simular modelos y posteriormente contrastarlos en el laboratorio. No obstante es posible que la modelización se pueda aligerar en el futuro sin perder precisión pero será necesario hacer estudios paramétricos.

Asociados a cada nodo de la directriz de cada placa se colocan cuatro nodos esclavos, ver

Figura 2-10, de forma que los cinco nodos cumplen simultáneamente dos condiciones de compatibilidad. Navier- Bernoulli para la planeidad de la sección y Saint- Venant para los giros de torsión.

Los elementos elegidos para la discretización de la directriz son barras de dos nodos que utilizan una formulación tridimensional de tipo viga-columna que incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones por cortante. Las rigideces a flexión torsión y cortante asignadas a los elementos son las brutas obtenidas por el programa SAP 2000 [27] para una sección maciza de $1,20 \times 0,40\text{m}^2$ pero modificadas con los correspondientes coeficientes para obtener las características de la **Tabla A-1**. No se ha representado la ortotropía debido a las obvias limitaciones del elemento barra. En cualquier caso ya se ha visto que la transversalidad de las placas puede obviarse en los modelos. Sin embargo, el efecto del espesor queda perfectamente representado por el sistema de nodos esclavos.

La **Figura A-12** muestra las características de los elementos finitos tipo barra empleados por el programa SAP 2000.

Figura A-12: Elementos finitos tipo barra

Las distancias entre nodos esclavos extremos de placas son de 3 cm para materializar las juntas longitudinales entre placas. Cada dos nodos están conectados por un elemento no lineal que

permite desarrollar fuerzas de compresión perpendiculares al plano de la junta. No se permiten tracciones. En las direcciones vertical y longitudinal de la junta se permiten fuerzas tanto de compresión como de tracción. Las rigideces de los elementos de conexión se muestran en la **Tabla A-2**. Se han tomado de la bibliografía basada en los ensayos de Lundgren y otros[10].

Compresión junta (N/m ³)	$3 \cdot 10^{10}$
Tracción junta (N/m ³)	0
Cortante vertical junta (N/m ³)	$1 \cdot 10^9$
Cortante longitudinal junta (N/m ³)	$1 \cdot 10^9$

Tabla A-2: Rigideces del contacto entre nodos esclavos

En el caso modelizado no se ha representado la apertura de junta por efectos de la retracción y la edad de montaje de las placas. Se ha supuesto nula. La hipótesis de carga considerada es única. Carga puntual centrada en el vano y en el extremo del ancho de valor 400kN.

La **Figura A-13** muestra el esquema general (vista en planta) del modelo.

Figura A-13: Esquema general del modelo

A continuación se muestran las comparativas entre el modelo de 8 placas desarrollado y el modelo sueco de 5 placas.

A.2.1 Leyes de momentos flectores longitudinales

La ley de momentos flectores longitudinales de la placa directamente cargada se representa en la **Figura A-14**. Se observa un valor máximo del orden de 453kNm.

Figura A-14: Momentos flectores. Placa directamente cargada (P8)

La **Figura A-15** muestra los resultados de Lundgren y otros[10] para el forjado de 5 placas ($L=12\text{m}$) con tres hipótesis de apertura de juntas longitudinales.

- **b0**; junta cerrada con representación del canto de la placa.
- **b05**; junta abierta 0,5 mm con representación del canto de la placa.
- **a**; rótula sin representación del canto de la placa.

Figura A-15: Momentos flectores placa cargada (P5)

Prácticamente no difieren los valores en las tres hipótesis. En cualquier caso, habría que comparar con b0. El valor máximo del momento en centro de vano para b0 se sitúa en el orden de los 500 kNm. Parece lógico pensar que el valor del modelo de cinco placas sea superior al del modelo de ocho (453kNm) porque en este último hay tres placas más para repartir.

La **Figura A-16** muestra la ley de momentos flectores de la placa opuesta (1) a la directamente cargada. Aunque el valor es diez veces menor (45kNm) evidentemente contribuye en el reparto.

Figura A-16: Momentos flectores placa 1. Opuesta a la directamente cargada

Por ello, las diferencias observadas son aceptables y razonables. Además, se pone de manifiesto que el reparto del forjado tipo de 5 placas preconizado por las normativas no es del todo adecuado si bien está del lado de la seguridad.

A.2.2 Leyes de cortantes longitudinales

Se comparan las leyes de cortantes de las placas directamente cargadas en ambos modelos. Los resultados se muestran en la **Figura A-17** y **Figura A-18**[10]

Figura A-17: Cortantes en placa 8 directamente cargada

Figura A-18: Cortantes en placa 5 directamente cargada

Como puede observarse, para centro de vano, no existe diferencia ni en los valores (200kN) ni en la forma de la ley. Sin embargo, en los apoyos, existen diferencias de valor que nuevamente se pueden justificar por el mayor número de placas en un modelo que en otro. Mientras que Lundgren y otros aportan valores del orden de 75kN, el modelo de ocho placas aporta valores de 67kN.

Al igual que ocurre con los momentos flectores, la apertura de la junta longitudinal no influye de manera decisiva sobre la capacidad de reparto del sistema.

A.2.3 Leyes de torsores

Se repite la pauta de la forma de las leyes. Se alcanzan valores del orden de 180kNm en ambos modelos. En el modelo sueco[10] no tiene mayor repercusión la apertura de la junta.

Figura A-19: Torsores en placa (P8) directamente cargada

Figura A-20: Torsores en placa (P5) directamente cargada

B. Estrategia de aislamiento de la capa de reparto

El software de implementación (SAP2000) permite hacer el cambio de coacciones sin alterar el estado tenso-deformacional de los elementos en un determinado instante t pero conviene validar esta hipótesis sobre un modelo simple antes de incorporarla en un modelo complejo como el global.

B.1 Metodología

Supuesto que se pretende demostrar la afección del cambio de coacciones sobre la capa de reparto, parece lógico estudiar dicho elemento aislado mediante un análisis paramétrico que contemple una serie de luces representativas. Una primera aproximación puede ser la de estudiar longitudes de 4, 12 y 20m de manera que se abarquen tanto los límites inferior y superior del intervalo así como la longitud objeto de este trabajo.

La capa de reparto estará representada mediante un elemento de 1.20m de anchura y longitudes variables según lo explicado. El espesor será de 20cm y estará fabricada con un material HA-25. Será sometida a una retracción entre 1 y 10000 días con una humedad constante del 50%. La siguiente figura muestra las propiedades y resultados de los cálculos preliminares llevados a cabo con el Prontuario Informático del Hormigón Estructural[44].

Figura B-21: Cálculos previos de retracción

Se considera bastante representativa, del lado de la seguridad, una retracción desde el día 1. Se aplicará sobre el modelo un valor de la deformación por retracción a tiempo infinito:

$$\varepsilon_{tot} = -414 \cdot 10^{-6}$$

Para la modelización se emplearán elementos finitos de tipo lámina de 4 nodos de dimensiones 20 x 20cm², 20 x 10cm² y 10 x 10cm² según sean genéricos, de borde o de esquina. Todos de 20cm de espesor.

Respecto a las coacciones horizontales en los nodos, se utilizarán dos niveles de rigidez. Una intermedia y otra flexible para verificar que esta variable tiene influencia en los resultados. El valor de la rigidez intermedia parece razonable suponerlo similar al valor real de la rigidez del contacto mostrada en la **Figura 4-9**. El valor medio estimado según dicho gráfico puede establecerse en:

$$K_{int,h} = 6 \cdot 10^6 \frac{kN}{m}$$

Para el caso flexible se supondrá un valor mil veces inferior al valor de la rigidez intermedia.

$$K_{flex,h} = 6 \cdot 10^3 \frac{kN}{m}$$

El valor de las coacciones verticales para la rigidez intermedia en los nodos se supondrá igual al valor medio de los mostrados en las curvas de la **Figura 4-11**.

$$K_{int,v} = 2.6 \cdot 10^7 \frac{kN}{m}$$

Igualmente, para el caso flexible se supondrá un valor mil veces menor.

$$K_{int,v} = 2.6 \cdot 10^4 \frac{kN}{m}$$

Todas las pruebas partirán de un estado inicial de coacción infinitamente rígida de los elementos. Respecto a los giros, las investigaciones no hablan en ningún caso de la capacidad de la interfaz al giro. No hay parámetros de caracterización. Se supondrán libres.

Se estudiarán por tanto 6 casos (3 luces x 2 niveles de coacción) que cubrirán sobradamente el objetivo previsto en cuanto a representatividad. La metodología está basada en la creación de una serie de estados evolutivos que permitan analizar cualquier parámetro en cualquier instante t .

- Estado-1. Creación del modelo con coacciones a desplazamiento infinitamente rígidas. Aplicación de la deformación total de retracción.
- Estado-2. Cambio de coacciones infinitamente rígidas por coacciones intermedias o flexibles. Comprobación de la hipótesis de variabilidad del estado tensional motivado por el cambio de rigidez de las condiciones de contorno.

Si se cumple la anterior secuencia de estados se estará en condiciones de asegurar que el método de congelar un elemento en un instante dado, cambiando sus condiciones de contorno iniciales por otras, es válido para analizar tanto la evolución tensional del elemento como la afección a las nuevas coacciones.

B.2 Calibración inicial

El hecho de introducir coacciones horizontales según dos direcciones ortogonales en los nodos puede hacer que no sea fácilmente entendible el resultado. Por ello se estima conveniente hacer una pequeña prueba de contraste basada en una placa de 1.20m de anchura y 4m de luz discretizada en elementos de 20 x 20cm². Se coaccionará únicamente en sentido longitudinal de manera que sea predecible el resultado de la aplicación de una deformación por retracción de valor $-414 \cdot 10^{-6}$.

Según las ecuaciones de la elasticidad, suponiendo un módulo de deformación longitudinal del hormigón $HA-25 E_c=32035000 \text{ kN/m}^2$, se espera una tensión de tracción:

$$\sigma = 32 \cdot 10^6 \cdot (-414 \cdot 10^{-6}) = 13262,49 \text{ kN/m}^2$$

La siguiente figura muestra la distribución de tensiones longitudinales (dimensión vertical en la figura) para media placa. Como puede observarse, las tensiones son homogéneas en valor y distribución una vez pasada la zona inicial del apoyo donde lógicamente son menores. El valor de la tensión es el esperado.

Figura B-22: Tensiones longitudinales de retracción

Visto el funcionamiento del mecanismo básico del software se puede abordar el problema según la metodología prevista.

B.3 Resultados

A continuación se muestran los gráficos de tensiones normales longitudinales sobre la cara inferior de la capa de reparto provocados por la retracción longitudinal en el sistema.

B.3.1 Estado-1

La **Figura B-23** muestra una vista general del modelo a la vez que el estado inicial de tensión nula. De izquierda a derecha en las figuras se muestran las placas de 4, 12 y 20m respectivamente.

Figura B-23: Estado 1. Step -0

Partiendo del *Step-0*, tras aplicar la retracción sobre el sistema con coacciones rígidas se obtiene una tensión máxima de tracción longitudinal (*Step-1*) de $\sigma = 13,81 > 13,26 \text{ Mpa}$. Se pone de manifiesto la bidireccionalidad de las coacciones. **Figura B-24.**

Para mejor comprensión de los resultados se representa únicamente un segmento de capa de reparto que comprende desde las zonas de apoyo hasta las zonas donde las tensiones se distribuyen uniformemente. Como cabe esperar hay simetría en la distribución. A pesar de las

diferencias de color en la grafía, el valor de la tensión es el mismo. La diferencia de color se produce por la aproximación decimal.

Figura B-24: Estado 1. Step -1

B.3.2 Estado-2. Rigidez intermedia

Partiendo del Estado-1 (*Step-1*) se monta el *Step-0* del Estado-2 (**Figura B-25**). Nada ha cambiado de momento.

$$\sigma = 13,81 \text{ Mpa}$$

Figura B-25: Estado 2. Step -0

A continuación se cambia la rigidez infinita de las coacciones por la rigidez intermedia y se comprueban las tensiones al final del estado. La **Figura B-26** muestra el estado tensional final (*Step-1*) del Estado-2 con rigidez intermedia. Se pone de manifiesto la relajación tensional debido a la variación en la rigidez de las coacciones.

La distribución de tensiones ya no es uniforme. Es muy sensible a la proximidad de zonas singulares como pueden ser los bordes. Así, $\sigma = 13,68 \text{ Mpa}$ en zonas interiores donde se ha alcanzado una distribución uniforme mientras que en zonas de apoyos hay valores de $\sigma \cong 9,00 \text{ Mpa}$.

Figura B-26: Estado 2 Intermedio. Step -1

B.3.3 Estado-2. Flexible

Del Estado-2 Flexible sólo se muestra el Step-2 para evitar repeticiones. La relajación tensional es aún mayor y se pone de manifiesto que para valores bajos de rigidez influye bastante la longitud de la pieza.

Los valores de las tensiones oscilan entre $\sigma = 0,60$ y $8,50 \text{ Mpa}$. La Figura B-27 muestra los resultados.

Se puede concluir por tanto que el método es perfectamente capaz de reproducir el efecto de un determinado estado tensional en un instante t sobre un conjunto de coacciones que, sin pertenecer propiamente al modelo global, sí se pueden insertar en el mismo para estudiar su respuesta.

Se prueba también que la rigidez de las coacciones así como la geometría del elemento influyen de manera notable sobre el comportamiento del conjunto.

Stress S22 Diagram - Bot Face (ESTADO-2 FLEX) - Step 1

Figura B-27: Estado 2 Flexible. Step -1