

Estación de autobuses de Logroño

Logroño's bus station

Juan Luis Bellod Thomas^a, David Sanz Cid^b, Javier Parras Martínez^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Director General. cesma@cesmaing.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

RESUMEN

La nueva estación de autobuses de Logroño forma, junto con la estación FFCC existente, un complejo intermodal. Ambas quedan unidas por una cúpula central e integradas bajo la ampliación del parque Felipe VI. La cubierta de la estación, de geometría irregular, queda conformada por pórticos transversales separados 10 m entre sí, unidos por correas sobre las que se dispone un forjado mixto. La distribución de pilares al tresbolillo obliga a disponer dos pórticos longitudinales con directriz quebrada. La estructura metálica de los pórticos mixtos se resuelve por celosías con perfiles armados abiertos, que se transforman en vigas de alma llena en las zonas de menor canto. Todas las uniones en obra son atornilladas.

ABSTRACT

The Logroño's new bus station creates an intermodal transport hub with the existing railway station. Both are connected by a central dome and blended under the extension of the Felipe VI Park. The roof of the station, with its irregular geometry, is formed by transverse frames with a spacing of 10 m that is bridged by the purlins, on which a composite deck is installed. The columns follow a chessboard pattern that compels the use of two longitudinal frames with a zig-zagging guideline. The steel structure of the composite frames is solved by trusses with welded open profiles that are transformed into full web I-beams at areas with smaller depths. All the on-site connections are bolted.

PALABRAS CLAVE: Edificación singular, celosías, geometría compleja, cubierta, vigas mixtas

KEYWORDS: Singular building, trusses, complex geometry, roof, composite beams

1. Introducción

La nueva Estación de Autobuses de Logroño, situada en su centro urbano, constituye una ampliación de la estación de FFCC y AVE existente y en operación desde 2011. Si bien se trata de edificios exentos, se busca crear con ambos un intercambiador intermodal que permita el flujo de viajeros entre los diferentes medios de transporte de la ciudad.

Como elemento unificador y de reordenación urbana del conjunto se plantea la formalización del parque urbano Felipe VI, en continuidad sobre la cubierta de ambas

construcciones. Tanto los edificios como el propio parque quedan conectados por una cúpula central, que actúa como nexo unificador y que cubre la calle que sirve de acceso principal a ambas estaciones.

La participación de Cesma en el proyecto se centró en los aspectos relativos a la estructura de la cubierta de la estación de autobuses, incluyendo diferentes propuestas para mejorar y optimizar el diseño original. Adicionalmente, durante la ejecución Cesma participó como asistencia técnica a la empresa constructora.



Figura 1. Vista satelital de ambas estaciones, la de autobuses a la izquierda y la de FFCC a la derecha



Figura 2. Parque Felipe VI sobre la cubierta de las estaciones

2. Condicionantes

El principal condicionante de la estructura fue la irregularidad de su geometría, cuya envolvente geométrica constituye una superficie alabeada. Esta geometría venía predefinida en el proyecto arquitectónico y no se contemplaban posibles modificaciones de la misma, en especial con respecto a la ubicación de los pilares. Por ello, todos los pórticos que componen la estructura presentan una geometría distinta, con diferente distribución de luces, altura de pilares, longitud de voladizos, rasante superior, etc. Si bien esto complicó el encaje de la estructura a nivel de cálculo, el principal reto que hubo que afrontar fue la definición pormenorizada de todos los detalles necesarios para su ejecución.

Por otro lado, la propuesta de ejecución de un parque sobre la cubierta implicaba que la estructura se encontraría solicitada por unas cargas relativamente altas, en especial debido a la carga muerta. En este caso, se consideró un espesor mínimo de tierras sobre la cubierta de 0.45 m, lo que equivale a una carga muerta de 9 kN/m².

Finalmente, como último condicionante a destacar, en este proyecto hubo gran número de interlocutores (Propiedad, Arquitectura, Constructora, Taller Metálico, Ingeniería, Instalaciones, Dirección de Obra), con posturas distintas en muchos aspectos, lo que obligó a realizar numerosos estudios y propuestas de alternativas con objeto de encontrar un consenso que satisficiera a todas las partes.

3. Optimizaciones propuestas

A pesar de los condicionantes y de los distintos agentes involucrados en el proyecto, desde Cesma se realizaron una serie de propuestas estructurales con objeto de resolver algunas indefiniciones y facilitar la ejecución en obra, además de estudiar soluciones que permitieran el mejor aprovechamiento de los materiales de construcción y, por tanto, su optimización. En este apartado se apuntan aquellas que fueron aceptadas y se incluyeron en la definición final de la estructura.

Originalmente, la cubierta consistía en un entramado de pórticos, longitudinales y transversales, conformados por pilares metálicos armados y vigas en celosía mediante perfiles laminados soldados, sobre los que se disponía un forjado mixto no conectado a la estructura metálica.

La primera optimización aceptada fue reducir el número de pórticos, eliminando los longitudinales y sustituyéndolos por correas entre pórticos transversales, con la excepción de dos pórticos de directriz quebrada convertidos en vigas longitudinales que conectan los pilares entre sí y cortan las luces de las celosías transversales.

Otra mejora general aplicada a la estructura fue establecer la conexión del forjado mixto tanto a los pórticos como a las correas, de forma que este forjado pueda colaborar en la resistencia global de la estructura mediante el comportamiento mixto de toda la estructura, reduciendo por tanto la cuantía total de acero.

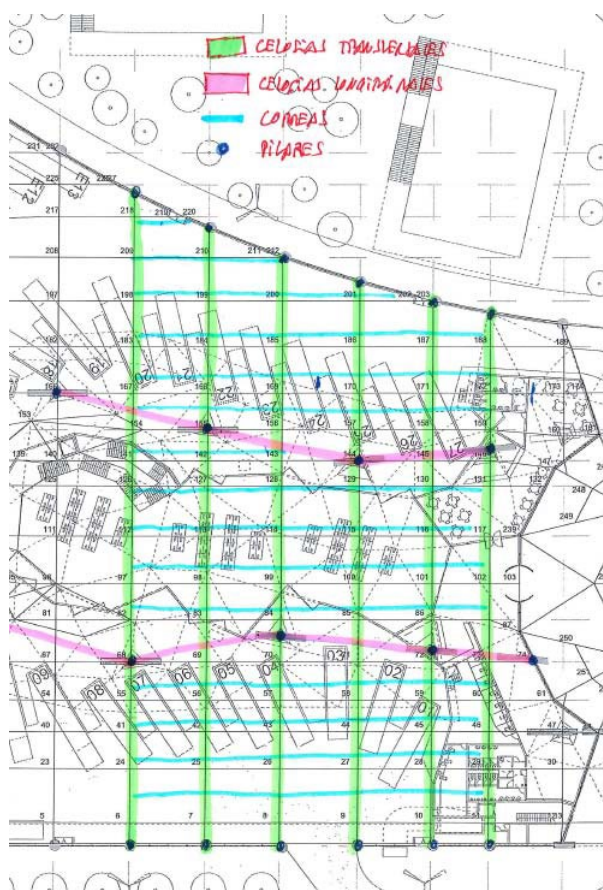


Figura 3. Propuesta esquemática de racionalización de la estructura

Por otro lado, el proyecto original contemplaba todos los pórticos con celosías de perfiles abiertos para facilitar el paso de las instalaciones. Sin embargo, debido a la geometría de la cubierta, en algunos puntos dichas celosías presentaban un canto muy reducido, lo que complicaba el encaje de perfiles obligando a emplear perfiles armados con chapas de gran espesor. Para facilitar la ejecución y optimizar la estructura se propuso disponer una tipología de viga de alma llena en las zonas de menor canto, manteniendo la solución de celosía en las zonas de mayor canto, lo que permitió un ahorro considerable en acero. Para el paso de las instalaciones se introdujeron pasatubos en las almas de las vigas de alma llena.

Otro ahorro significativo en material se consiguió reduciendo al máximo el número de correas gracias a la disposición de una chapa grecada de mayor canto, que permitía ampliar la distancia entre correas, y al hormigonado de la losa en dos fases, permitiendo el control de la

flecha de la chapa bajo el peso del hormigón fresco. Adicionalmente, se dispuso armadura inferior en las grecas, para aumentar la resistencia del forjado mixto frente a las grandes solicitaciones.

Por su parte, para la cúpula que conecta la estación de autobuses con la de FFCC, se planteó una solución mediante un anillo perimetral de tracción y un anillo interior de compresión, conectados mediante vigas radiales y correas circunferenciales, que permitió optimizar la cuantía de acero y, por tanto, reducir el peso en la zona con menor número de pilares.

Finalmente, para facilitar las labores de ejecución en obra y reducir los plazos, se definieron uniones atornilladas. En concreto se definieron uniones de continuidad con doble cubrejuntas para unir los pórticos principales con los muñones dispuestos en los pilares y uniones articuladas en todas las correas de la cubierta, de tal forma que se redujeran al mínimo imprescindible las soldaduras en obra.

En general, se aceptaron todas las propuestas de optimización que no modificaban las cotas de acabado de la cubierta vegetal y de los falsos techos interiores de la estación.

4. Descripción de la estructura

El elemento principal de la estructura es la cubierta metálica. En la zona de vestíbulo, está formada por pórticos transversales, que se unen entre sí por correas. Además, existen una serie de vigas longitudinales, con forma curva en alzado, que se adapta a la geometría del parque que discurre sobre la cubierta y a los falsos techos previstos en el interior de la estación.

La mayor parte de los pórticos transversales presentan tres vanos con luces irregulares. Puesto que los pilares, por cuestiones arquitectónicas, se disponen al tresbolillo, cada viga apoya en una de las alineaciones de pilares y en la viga longitudinal dispuesta en la otra alineación, que sirve como puente entre pilares. Los extremos se apoyan en los pilares de

fachada. Como excepción, debido a la irregular disposición de pilares prevista, algunas vigas apoyan en dos pilares y otras apoyan tan sólo en los pórticos longitudinales.



Figura 4. Estructura metálica de la estación

En los pórticos transversales, con carácter general, se pueden distinguir tres zonas: dos zonas laterales compuestas por una viga armada de alma llena de sección doble T y canto variable, y una zona central formada por una celosía triangulada cuyos cordones superior, inferior y diagonales están compuestos por perfiles comerciales o vigas armadas doble T con 300, 500 y 300 mm de canto, respectivamente. En los apoyos en pilares se incluyen jabalones para reducir las luces. En el caso de los pórticos de

longitud más reducida, con cantos menores, se definen en toda su longitud mediante vigas armadas de alma llena con sección doble T.

En los pórticos longitudinales la tipología es la misma descrita para los transversales, con zonas de vigas de alma llena con sección doble T y pasos de instalaciones, y zonas con celosías trianguladas con perfiles abiertos, en función del canto total en cada tramo.

Como vigas de borde de la cubierta, dispuestas sobre los pilares de fachadas norte y sur y sobre el muro oeste, se definen vigas con secciones cajón de 300 mm de ancho, siendo el canto del alma exterior constante de 600 mm mientras que en la interior el canto es variable, absorbiendo los diferentes cantos e inclinaciones de los pórticos a los que sirven de apoyo.

En la zona central de la cubierta, se dispone una abertura a modo de mirador, donde se instala un ventanal que permite la vista del parque desde la cafetería, lo que genera un doble nivel de estructura que hace necesario modificar algunos pórticos transversales, cortando su tramo central y apoyando una viga a nivel superior sobre los voladizos resultantes.

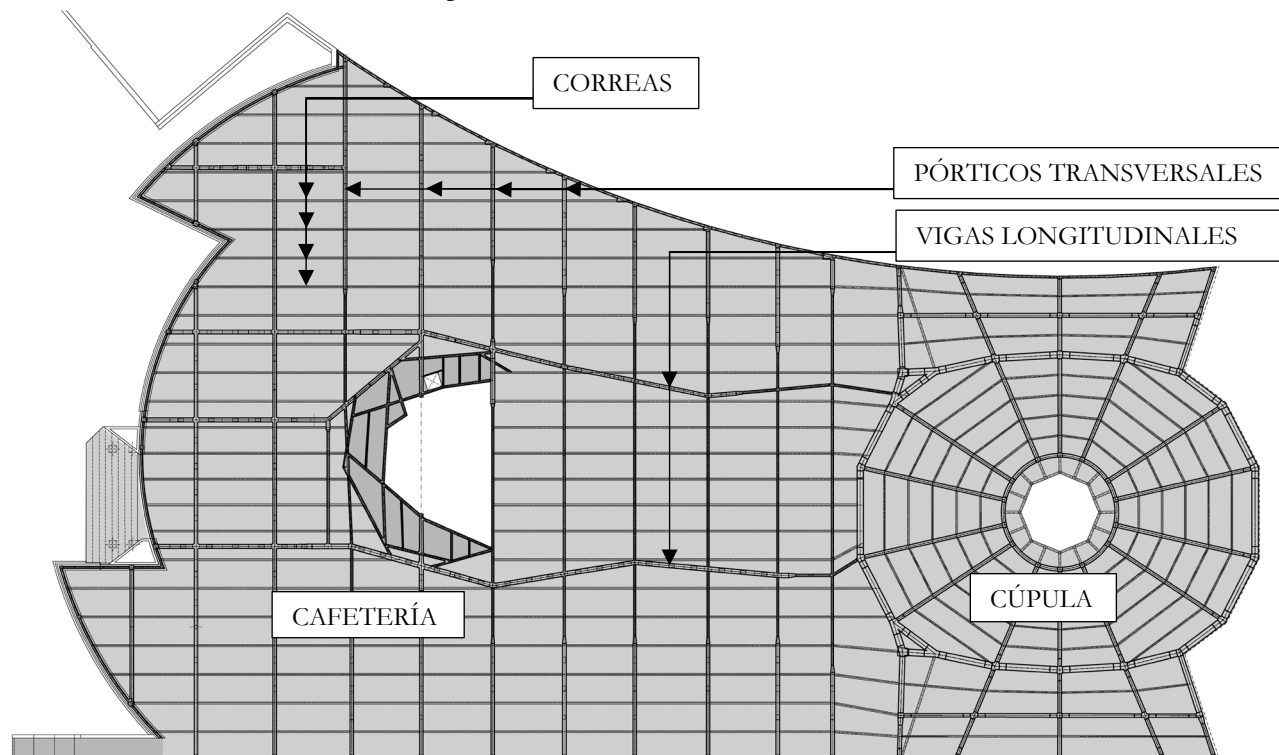


Figura 5. Planta general de la cubierta de la estación

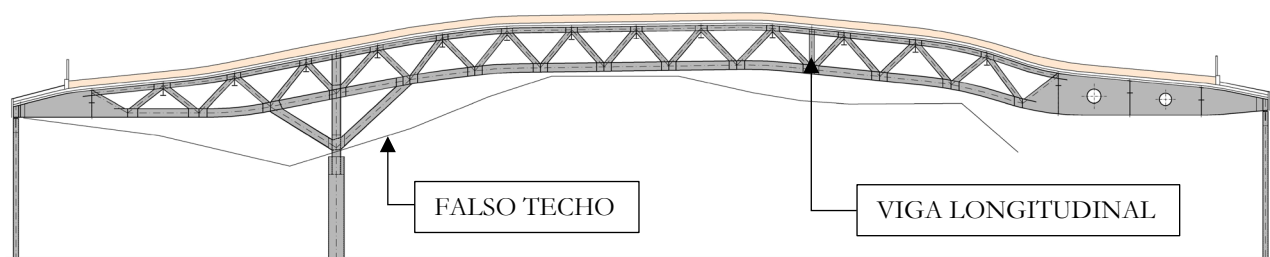


Figura 6. Pórtico transversal tipo

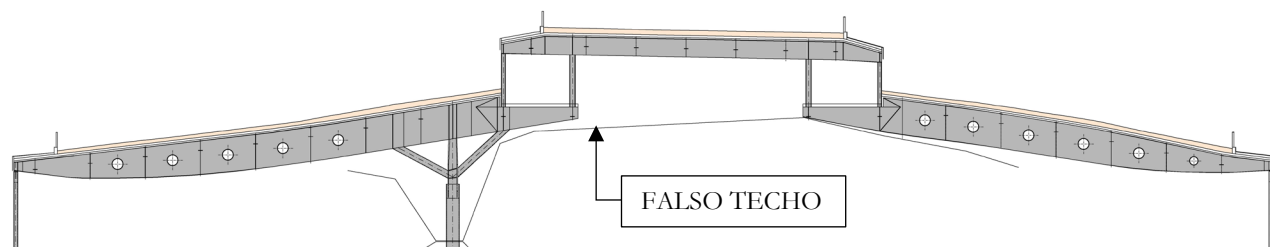


Figura 7. Pórtico transversal en zona de cafetería

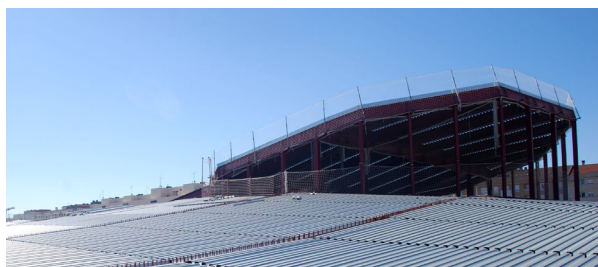


Figura 8. Abertura para ventanal de cafetería



Figura 9. Cubierta, forjado mixto y pilares

Los pilares son metálicos con sección cajón, pudiendo distinguirse, por un lado, los pilares de fachada norte y sur y, por otro, los pilares centrales de los pórticos transversales.

En el primer caso se trata de pilares de 300x300 mm, que se anclan a la cimentación por medio de barras roscadas de acero B 500 S.

Los pilares centrales son mixtos, ya que la sección cajón se rellena con hormigón conectado a la sección metálica por medio de

conectores. La conexión con la cimentación se realiza por medio de anclajes activos de acero B670 que se tesan para mejorar su comportamiento en servicio.



Figura 10. Placa base de los pilares centrales

Por su parte, para la definición de la cimentación fue necesario contar con pilotes y bataches de pantalla existentes, ejecutados en la primera fase de la obra que tuvo lugar en 2011, integrándolos en las cimentaciones definitivas. En líneas generales, se distingue entre los pilares de fachada, que se cimentan por medio de vigas sobre los pilotes ya ejecutados; el muro perimetral oeste, que presenta cimentación directa con zapata corrida; y los pilares interiores, que se cimentan por medio de encepados sobre bataches o pilotes existentes, si bien en algunos casos fue necesario ejecutar nuevos pilotes complementarios de 1 m de diámetro.

Por último, los trabajos se completan con la definición de una serie de elementos de hormigón, entre los que se encuentran el muro

perimetral oeste que contiene las tierras del parque, la estructura de gradas y salida de humos, y dos forjados interiores.

5. Verificación de la estructura

5.1 Modelo global

Con objeto de realizar la verificación de la estructura se realizó un modelo de cálculo global en SAP2000, incluyendo todos los elementos de la estructura metálica y de la cimentación.

En este modelo, las vigas mixtas fueron representadas mediante, al menos, dos elementos, uno correspondiente a la sección parcial de acero y otro a la sección parcial de hormigón (en los casos de las celosías, tanto cordones como diagonales contaban con su propio elemento), conectando ambos elementos de forma rígida.

Para tener en cuenta las diferentes fases de ejecución, se realizó un cálculo evolutivo, considerando la variación de las características mecánicas de las secciones mixtas a lo largo del tiempo. Adicionalmente, se tuvieron en cuenta los efectos de la fisuración en la rigidez de los elementos.

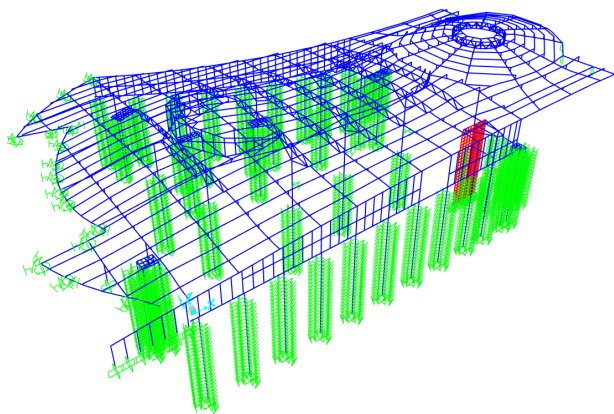


Figura 11. Modelo de cálculo global

5.2 Análisis del pandeo de los elementos comprimidos

Puesto que desde el primer momento se buscaba realizar una estructura ligera, se ha prestado una gran atención a la verificación detallada de los

elementos comprimidos frente al pandeo, para evitar su sobredimensionamiento.

Para la obtención de las longitudes de pandeo se realizaron análisis de inestabilidad elástica (*buckling*) a partir de las cargas de diseño mayoradas y de las imperfecciones iniciales introducidas mediante cargas equivalentes. De estos análisis se obtuvieron las distancias entre puntos de inflexión para los diferentes modos de pandeo, siendo posible, por tanto, establecer las longitudes equivalentes de pandeo.

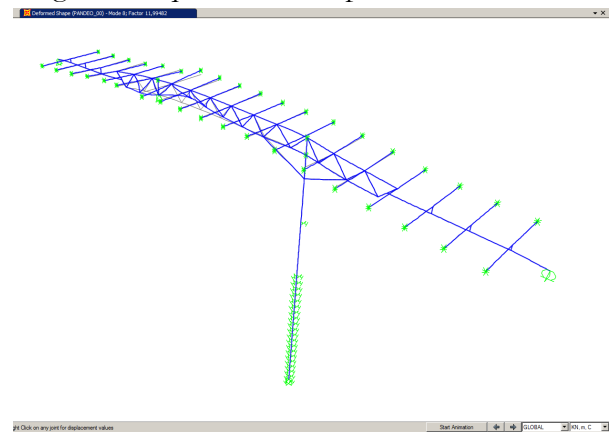


Figura 12. Análisis de inestabilidad de un pórtico

5.3 Metodología de cálculo

Dada la complejidad de la estructura de la cubierta, con un alto número de elementos y mezcla de tipologías estructurales diferentes, era necesario establecer una serie de hipótesis iniciales de cálculo que permitieran simplificar lo máximo posible las labores de verificación de la resistencia última y, al mismo tiempo, evitaran su sobredimensionado. Para ello, se realizaron una serie de cálculos previos, a partir de modelos parciales, que permitieron justificar que el uso de un único modelo de cálculo elástico y lineal, con anchos eficaces únicos para todas las hipótesis de carga, sometido a sobrecarga uniforme en toda su superficie sin considerar alternancias y con diagonales articuladas, era suficiente para garantizar la seguridad estructural siempre y cuando se definiera adecuadamente la estructura para asegurar un comportamiento dúctil del sistema.

5.3.1 Tipo de cálculo

El cálculo de los esfuerzos solicitantes de cualquier estructura puede abordarse con diferentes metodologías, dando como resultado estructuras más o menos optimizadas. Para el caso de la cubierta de la estación de Logroño se compararon los resultados de un análisis lineal elástico con los de un análisis global elasto-plástico; es decir, se realizó el análisis más habitual, sencillo y conservador; y el más complejo de ellos, que permite la mayor optimización de los materiales.

Como conclusión, se obtuvo que, para un dimensionado elástico lineal, considerando la alternancia de sobrecarga, en el que se alcanzan ratios de uso del 99% del elemento más crítico, la reserva de resistencia obtenida con el análisis elasto-plástico, considerando igualmente la alternancia de sobrecarga, es del 17%; es decir, es posible aumentar un 17% las cargas de diseño mayoradas antes de alcanzar el colapso real de la estructura.

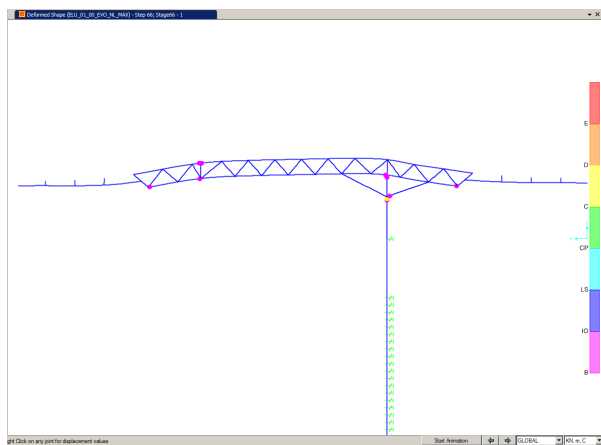


Figura 13. Formación de rótulas en análisis elasto-plástico no lineal

El incremento de solicitaciones obtenido al considerar la alternancia de sobrecarga es del orden del 5%, por lo que es posible realizar un análisis elástico lineal sin alternancia de sobrecarga, lo que permite conjugar una metodología simple de verificación y absorber los incrementos de esfuerzos impuestos por la alternancia de sobrecarga con la sobre-resistencia real de la estructura. En definitiva, un diseño estructural adecuado, respetando unos

criterios básicos que contemplen el comportamiento dúctil de las secciones, permite, por un lado, simplificar la labor de verificación, considerando únicamente la sobrecarga de uso aplicada en toda la estructura como situación de diseño; y, por otro, mantener una reserva de seguridad suficiente para hacer frente a la eventual acción de otras posibles distribuciones de sobrecargas gracias a la redistribución de esfuerzos.

5.3.2 Arrastre por cortante

La flexibilidad de las alas de acero y hormigón produce una distribución de tensiones normales no uniforme en el ala durante la difusión de los esfuerzos rasantes desde las aristas de encuentro de las alas con el alma.

A efectos prácticos, para la comprobación de secciones y la estimación de rigideces a flexión, puede asumirse que las tensiones normales se distribuyen uniformemente en una anchura reducida, denominada anchura eficaz.

La anchura eficaz depende del tipo de elemento (isostático o continuo), del tipo de acción (localizada o repartida), de la longitud entre puntos de momento nulo, de la presencia de rigidizadores y del número de almas y su separación. Además, la anchura eficaz varía a lo largo de la directriz del elemento e, igualmente, puede variar en función del estado de plastificación del material, de la posible abolladura de los paneles comprimidos o de la fisuración del hormigón, siendo, por tanto, diferente en situaciones de servicio y de agotamiento. De hecho, se puede encontrar diferentes criterios para su obtención en diferentes normativas y bibliografía.

A partir de los anchos eficaces definidos en el Eurocódigo 4 [1], se realizó un análisis comparativo aumentando y disminuyendo un 20% los valores de los anchos eficaces, obteniéndose variaciones del 7% en la distribución de los esfuerzos solicitantes y del 4% en los valores de los esfuerzos resistentes.

De acuerdo con el Eurocódigo 4 [1], es factible, a partir de un análisis lineal elástico, la redistribución de hasta el 25 % de momentos negativos a positivos y de hasta un 20% de momentos positivos a negativos, por lo que es posible el correcto dimensionado de la estructura a partir de anchos eficaces que no se ajusten estrictamente a las leyes de esfuerzos para cada una de las hipótesis de cálculo, pudiendo considerar un ancho eficaz único para todas las combinaciones de cargas siempre y cuando se ajusten, de forma aproximada, al comportamiento de la estructura y se obtengan a partir de la geometría de la estructura y las acciones externas que la solicitan.

5.3.3 Condiciones de empotramiento de diagonales

La modelización de las diagonales en estructuras trianguladas para su dimensionado ha sido tratada por diferentes normativas, existiendo algunas discrepancias entre ellas. Para la cubierta de la estación se compararon los resultados obtenidos considerando las diagonales articuladas o empotradas en sus extremos a partir de un análisis elástico lineal, y los resultados de un análisis elastoplástico no lineal a partir de rótulas plásticas con interacción $P-M_x-M_y$.

Para la misma combinación de cargas se obtuvo un ratio de uso de la diagonal del 90% para el cálculo articulado, del 107% para el cálculo empotrado y, como es lógico, del 100% para el análisis no lineal; ya que, una vez se alcanza la plastificación de la sección de empotramiento, esta tiende a acomodarse a los giros impuestos por los cordones superior e inferior de la celosía, puesto que la rigidez equivalente de la sección de la diagonal es menor cuanto mayor es el esfuerzo axial solicitante, lo que se traduce en una reducción del momento solicitante, sin que esto conlleve una merma de la capacidad resistente frente a esfuerzos axiales por la formación de la rótula plástica. Por tanto, el comportamiento elastoplástico de las diagonales es análogo a considerarlas articuladas en sus extremos, ya que, en ambos casos, la resistencia

máxima de la diagonal viene determinada por su capacidad máxima frente a los esfuerzos axiales centrados.

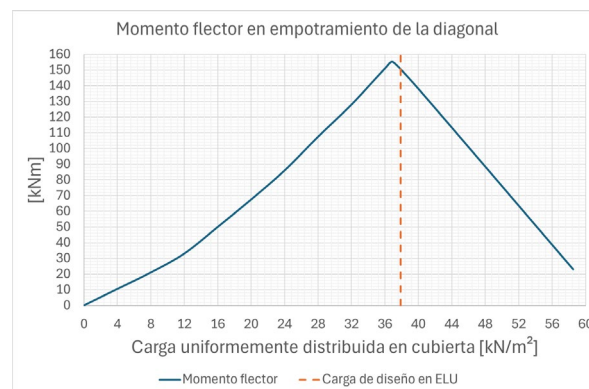


Figura 14. Evolución del momento de empotramiento de las diagonales en función de la carga sobre la cubierta

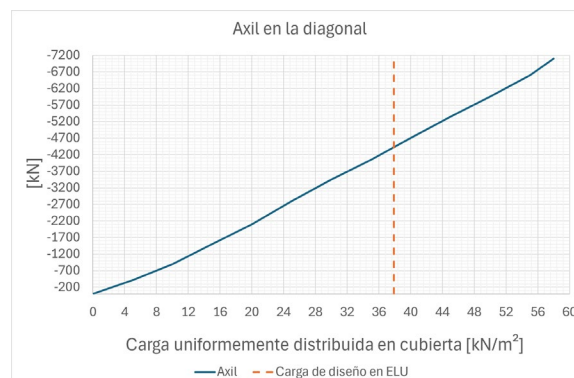


Figura 15. Evolución del axil de las diagonales en función de la carga sobre la cubierta

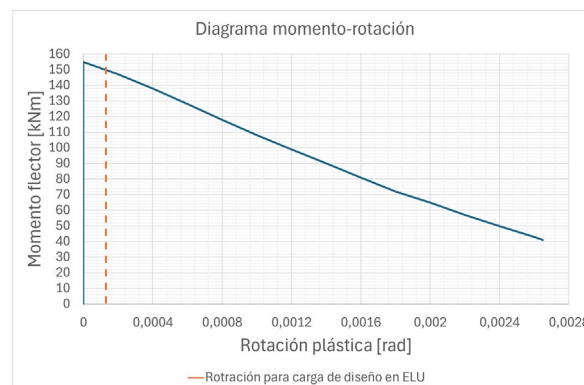


Figura 16. Diagrama momento-rotación plástica del empotramiento de la diagonal

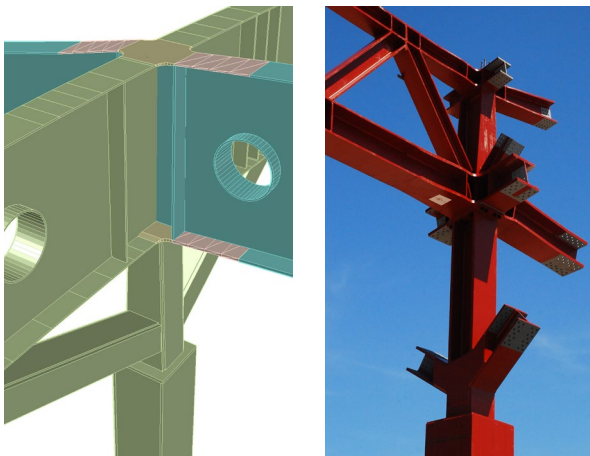
Por tanto, para evitar el sobredimensionado de las diagonales se considera adecuado considerar que estas se encuentran articuladas en sus extremos, previendo que todas las secciones de las mismas sean clase 1 o 2 para garantizar su ductilidad y capacidad de rotación para la formación de la rótula plástica.

Puesto que la posible plastificación de las diagonales influye en su rigidez, deben considerarse igualmente articuladas en los análisis de estabilidad elástica para obtener las longitudes de pandeo de los diferentes elementos de las celosías.

6. Detalles constructivos y asistencia técnica

Si bien en fase de proyecto se definieron todos los detalles necesarios para la ejecución de la estructura, durante la fase de ejecución, dentro de las labores de asistencia técnica al contratista que realizó Cesma, fue necesario adaptar muchos de dichos detalles a las necesidades de la obra y a los requerimientos del taller metálico.

En concreto, resultó necesario incluir nuevas uniones atornilladas en diversas ubicaciones, con objeto de facilitar los montajes en obra. Asimismo, se definieron procesos de montaje de nudos en taller para permitir la ejecución de todas las soldaduras de forma adecuada, incluyendo el desarrollo de modelos 3D para representar con precisión la geometría de las chapas.



Figuras 17 y 18. Modelo 3D y nudo real de diferentes detalles

Adicionalmente, se realizó una revisión pormenorizada de los planos de taller presentados por el taller metálico.

Para garantizar una adecuada transmisión de tensiones a través de la conexión entre pórticos transversales y longitudinales, se

dispusieron chapas alabeadas que permitieran compatibilizar las pendientes derivadas de la doble curvatura de la cubierta.

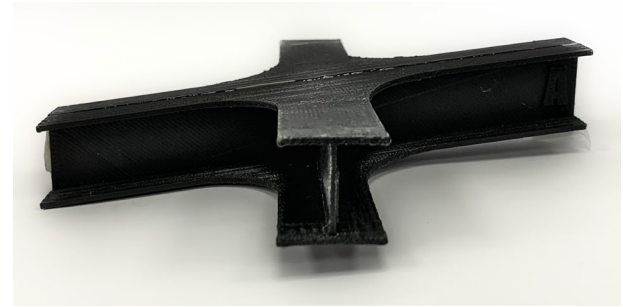


Figura 19. Impresión 3D de nudo alabeado

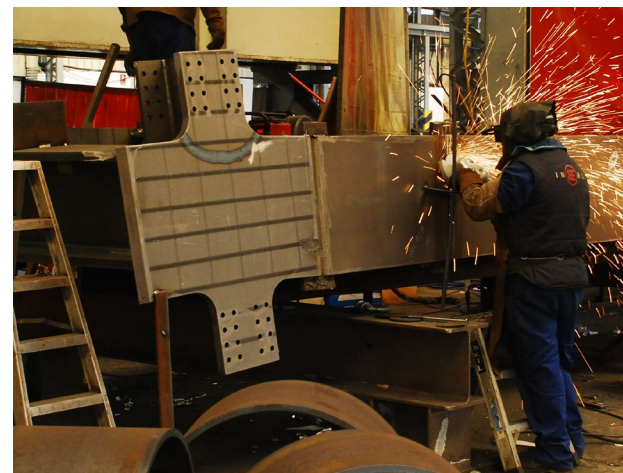


Figura 20. Imagen de chapa alabeada durante montaje en taller

7. Ensayo de la conexión entre correas y forjado mixto

Puesto que la formulación propuesta por la norma EN 1994-1-1 [1] para obtener la resistencia de pernos conectadores dispuestos sobre chapa grecada sólo es válida en forjados con nervios con altura inferior a 85 mm, no es posible determinar de forma teórica la resistencia de la conexión prevista en las correas, ya que las grecas dispuestas tienen una altura de 100 mm. Por lo tanto, para garantizar el correcto comportamiento de la conexión se planteó la ejecución de ensayos de cizallamiento. Para ello, se diseñó una probeta basada en la probeta normalizada de la EN 1994-1-1 [1] y adaptada a la losa nervada específica empleada en esta cubierta, apoyándose también en el diseño de las probetas ensayadas por Hui Yuan en su tesis doctoral [2].

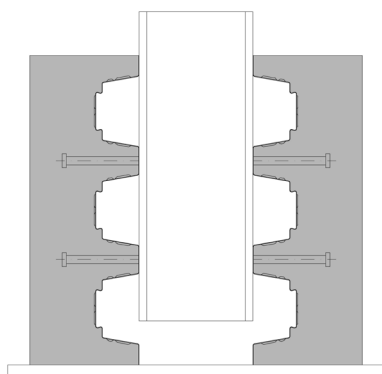


Figura 21. Probeta para ensayar la resistencia de los pernos conectadores

Mediante esta probeta se pudo ensayar la resistencia de un conjunto de seis pernos, aplicando la carga sobre el perfil metálico mientras que las losas nervadas simétricas apoyaban sobre la bancada de ensayos.

La chapa grecada utilizada fue la MT-100 de Hiansa, disponiéndose tres grecas a cada lado de un perfil metálico HEB 260, empleándose los mismos materiales que en obra: hormigón C30/37, armaduras B500B y pernos de S235 J2G3+C450 con vástago de 19 mm de diámetro y 200 mm de altura. Los pernos fueron soldados al perfil metálico a través de la chapa grecada, no realizándose orificios en la misma, para evitar reducir la resistencia de la conexión.

Asimismo, la probeta incluía armadura suficiente para garantizar una rotura por el fallo del perno y no por un fallo a rasante en el hormigón.

Ficha Técnica de la estructura

Datos de la obra	
Ubicación	Logroño
Año de ejecución	2019
Propiedad	Ayuntamiento de Logroño
Proyecto de estructura	TYPSA
Proyecto de estructura y asistencia técnica de cubierta	Cesma Ingenieros
Empresa contratista	UTE VIAS – Ismael Andrés – Agua y Jardín
Arquitectura	Ábalos + Sentkiewicz
Datos técnicos	
Superficie	11 785 m ²
Cuantía de acero estructural	171 kg/m ²
Espesor medio de hormigón en cubierta	0.20 m
Cuantía de acero de armar en cubierta	30 kg/m ²
Presupuesto de ejecución material	6 972 062 €



Figura 22. Rotura de una de las tres probetas ensayadas

Tras el ensayo de las tres probetas ejecutadas, se observó una variabilidad de resultados inferior al 10% y el mismo modo de fallo, obteniéndose que, para este caso, la resistencia era un 11% inferior a la obtenida de forma teórica con la EN 1994-1-1 [1].

Referencias

- [1] UNE-EN 1994-1-1:2013. Eurocódigo 4. “Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación
- [2] Yuan, H. 'The resistances of stud shear connectors with profiled sheeting'. PhD thesis, University of Warwick, January 1997.