

El Palacio de Congresos de Orán, un edificio singular en zona de alta sismicidad

The Congress Palace at Oran, a distinctive building in a high seismic risk zone

Miguel Ortega Cornejo⁽¹⁾, Luis Matute Rubio⁽¹⁾, Francisco Millanes Mato⁽²⁾, C. Mauricio Aguirre Gallego⁽³⁾ y Pedro Ayuso García⁽⁴⁾

Recibido | Received: 20-03-2012
Aceptado | Accepted: 21-06-2012

Resumen

El Palacio de Congresos de Orán se divide en tres edificios con tipos estructurales y mecanismos resistentes diferentes, el edificio restaurante, el edificio de entrada colgado con amplias zonas sin pilares, y el edificio principal, que aloja en sendos laterales el edificio de oficinas y el edificio de Jefes de Estado, y en su zona central el gran auditorio con capacidad para 3.000 personas con una cubierta principal con 60 m de luz.

Los edificios de la actuación, muy condicionados por la elevada sismicidad de la zona, se proyectaron y ejecutaron en tiempo record. La estructura metálica completa, unas 7.900 t, se prefabricó íntegramente en España, logrando una gran agilidad de montaje en obra, dividiendo la estructura en módulos de dimensiones fácilmente transportables, para realizar las uniones mediante el empleo de tornillos de alta resistencia pretensados.

Palabras clave: estructura metálica, zona sísmica, sistema de arriostramiento, tornillos de alta resistencia, edificio colgado, auditorio.

Abstract*

The Oran Congress Palace is divided in three buildings with different structural types and resistant mechanisms. The restaurant building, the entrance building which is hanged and presents wide zones without pillars, and the main building, which locates in each side the office building and the Head of Government building, and in the central zone the big auditorium with a total capacity for 3 000 people seated and a main structural cover with 60 m span.

The buildings of the project, very conditioned by their location in a high seismic zone, were designed and constructed in a record schedule. The complete steel structure, with around 7 900 t weight, was totally prefabricated in Spain, achieving a great agility in the on-site assembly, by dividing the structure in modulus of easy transportable dimensions, by making the unions slip resistant using preloaded high strength bolts.

Keywords: steel structure, seismic zone, bracing system, high strength bolts, hanged building, auditorium.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 99 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Europea de Madrid. Escuela Politécnica (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España).

(3) Ingeniero Civil. OHL (Madrid, España).

(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. OHL (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: miguel.ortega@ideam.es

1. INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PALACIO DE CONGRESOS

La estructura del Palacio de Congresos de Orán (Figura 1), proyectada por IDEAM para OHL, es quizás la actuación más singular del conjunto de las obras que compone el conjunto del nuevo Centro de Convenciones de Orán (Argelia), construido por OHL para Sonatrach. La actuación completa del conjunto incluye, además del citado Palacio de Congresos, un Palacio de Exposiciones, un hotel de 5 estrellas, y un parking subterráneo.

Los edificios que componen el Palacio de Congresos [1] con unos 69.000 m² de superficie y 7.900 t de acero estructural, se proyectaron en el formato de Fast-Track (con proyecto ejecutado sobre la marcha según avanzaba la ejecución) y se construyeron en un tiempo récord. La ejecución de la estructura comenzó en julio de 2008, y prácticamente concluyó en octubre de 2009, permitiendo la inauguración del edificio en el primer trimestre de 2010, coincidiendo con la convención mundial de los principales países productores de gas licuado.

La estructura metálica completa se prefabricó íntegramente en España, en varios talleres metálicos en Galicia, y se transportó en barco desde el puerto de Castellón hasta Orán, logrando una gran agilidad de montaje en obra, dividiendo la estructura en módulos de dimensiones fácilmente transportables, para empalmar en obra todas las uniones mediante el empleo de tornillos de alta resistencia, evitando el empleo en la medida de lo posible de uniones soldadas en obra.

El Palacio de Congresos se divide en 3 edificios con tipologías estructurales y mecanismos resistentes di-

ferentes, que se describen con detalle en los siguientes apartados de este artículo.

El edificio del restaurante y el edificio de entrada colgado (también denominado Edificio-Puente) se independizan de los tres bloques principales del Palacio de Congresos –el bloque de Jefes de Estado, el gran auditorio y el bloque de oficinas– mediante la disposición de sendas juntas de dilatación coincidiendo con el eje 39, desde donde se accede al vestíbulo principal del auditorio. La Figura 2 muestra una planta esquemática y la maqueta del Palacio de Congresos con la división por edificios.

Todos los edificios del Palacio de Congresos se han planteado mediante cimentaciones directas con zapatas aisladas o corridas bajo los elementos verticales resistentes, pilares y arriostramientos antisísmicos metálicos, y muros, núcleos o pantallas de hormigón armado. Arriostrando estas cimentaciones directas, se ha ejecutado una losa a modo de diafragma rígido que además hace las veces de forjado del nivel inferior en el sótano, o en la planta baja según las cotas de cimentación de cada zona.

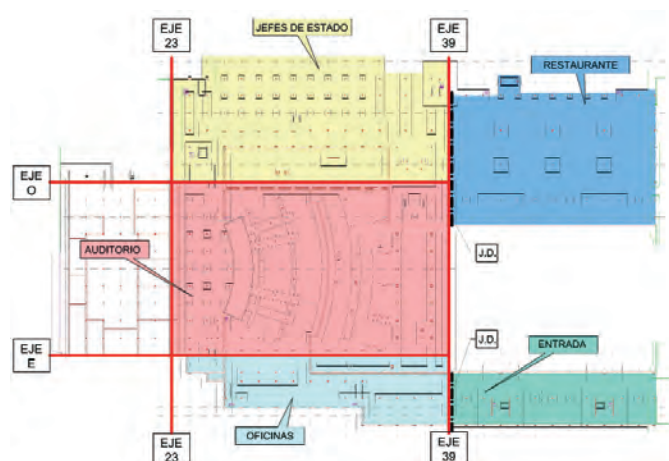
2. CONDICIONANTES SÍSMICOS Y ARQUITECTÓNICOS

El diseño y dimensionamiento de la estructura del Palacio de Congresos está fuertemente condicionado por la elevada sismicidad de la zona.

El norte de Argelia es una región que presenta una elevada peligrosidad sísmica, resultado de la convergencia entre las placas tectónicas africana y euroasiática.



Figura 1. Vista del Palacio de Congresos de Orán concluido



Figuras 2. Esquema de división de edificios del Palacio de Congresos. Planta y maqueta

tica. El complejo sistema de fallas activas asociado a esta estructura geológica ha sido origen de diversos eventos sísmicos de importancia media a elevada, y que han dejado su huella en la historia de la zona, tales como el terremoto del 9 de octubre de 1790, que motivó el abandono del control español de la plaza en favor del Imperio Otomano, fundamentalmente debido al estado de ruina en que quedó la ciudad y a los costes previstos para financiar su reconstrucción [2].

La acción sísmica ha sido uno de los condicionantes más significativos que se han tenido en cuenta a la hora de proyectar la estructura del Palacio de Congresos, y que ha debido conjugarse con las formas arquitectónicas poco regulares que presentan las obras de edificación actuales de carácter más singular.

La normativa argelina de construcción sismorresistente [3] prevé para la región de Orán, y para obras de gran importancia, un valor de aceleración básica de cálculo de $a_b = 0,20 \cdot g$. Este valor se incrementa por un factor de 1,2 si la construcción presenta irregularidades tanto en su configuración en planta como en alzado, lo cual proporciona, para un terreno de cimentación blando, junto con la definición del espec-

tro de la norma, una aceleración en la meseta de $0,81 \cdot g$ entre los periodos de $T_A = 0,15$ s y $T_B = 0,50$ s (Figura 3).

El otro gran condicionante de la concepción del sistema sismorresistente de los edificios fue su planteamiento arquitectónico, que preveía varios espacios diáfanos interiores de grandes dimensiones [2], que interrumpían la continuidad de los forjados de las plantas intermedias que actúan como diafragmas rígidos, compatibilizando los movimientos de las pantallas de arriostramiento.

En los sucesivos apartados de este artículo se describen además de la estructura de cada uno de los edificios que componen el Palacio de Congresos, sus mecanismos resistentes frente a la acción del sismo.

3. CRITERIOS ADOPTADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE JUNTAS ENTRE EDIFICIOS

Los tres edificios principales se separan por dos juntas de dilatación coincidiendo con el eje 39 (ver Figura 2a), una entre el edificio restaurante y el edificio

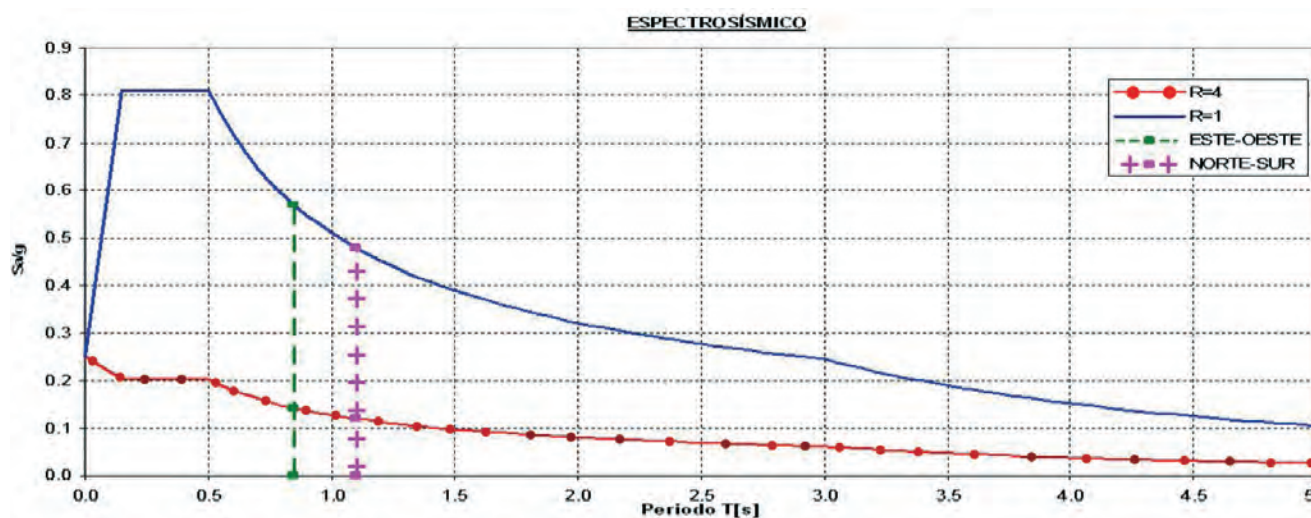


Figura 3. Espectro sísmico de diseño de la norma argelina para un amortiguamiento de $\xi = 4\%$ y valores del coeficiente de reducción de fuerza sísmica $R = 1$ y $R = 4$

principal, ubicada mayoritariamente en la zona de Jefes de Estado, y otra entre el edificio de entrada y el edificio principal en la zona del lateral destinado a oficinas.

Los criterios establecidos por la normativa argentina antisísmica [3] establecen un límite de deformaciones horizontales relativas de una planta frente a la inmediata inferior bajo acción del sismo de un 1% de la altura libre entre plantas.

Con este criterio de partida, se dimensionaron los sistemas de arriostramiento antisísmico de forma que los movimientos de cada edificio en cada planta no superasen estos valores.

La junta del restaurante presenta un movimiento total, suma de los movimientos de los dos edificios adyacentes, de ± 85 mm, con una apertura inicial de 100 mm, y la junta del nivel 3 del edificio de entrada con el de Oficinas de ± 220 mm con una apertura inicial de 250 mm, cumpliendo con holgura los límites establecidos por la normativa argentina.

Dichas juntas se resolvieron a nivel de pavimento y fachada con juntas flexibles con capacidad para asumir esos movimientos.

4. EL EDIFICIO RESTAURANTE

El restaurante es el edificio más sencillo desde el punto de vista estructural [4], con sólo una planta sobre el nivel de cimentación, con su cubierta a nivel de la planta baja de la plaza central de acceso al auditorio.

Las exigencias arquitectónicas de la propiedad, con requerimientos de gran amplitud de espacios diáfanos, con un número muy reducido de pilares, sólo 6 pilares en la zona principal del restaurante con 72×36 m², obligó al empleo de dos alineaciones de grandes vigas armadas mixtas en la dirección Este-Oeste con 4



Figura 4. Vista de la estructura metálica de la cubierta del restaurante, apoyada en 6 pilares centrales

vanos continuos de $18 + 18 + 18 + 18$ m de luz, y con 1 m de canto, materializando la dirección perpendicular mediante una serie de vigas HEB-400 mixtas conectadas al forjado superior con vanos de $12 + 12 + 12 + 9$ m (Figura 4).

El forjado de la cubierta del restaurante se materializa mediante un forjado mixto continuo flectando entre correas, con 6 m de luz, equidistantes cada 3 m, que se articulan en sus extremos a los perfiles principales mixtos, que en el restaurante son los referidos HEB 400 mixtos con vanos de 12 m. El forjado mixto se materializa mediante una chapa nervada y losa superior armada, similar al empleado en el resto de edificios de la actuación (Figura 5).

La Figura 6 muestra el detalle de la ejecución del formado mixto de la cubierta del restaurante, con los inicios de la fase de hormigonado en primer plano, y la vista del forjado materializado por la chapa nervada con la ferralla de la losa preparada para ser hormigonada.

El arriostramiento sísmico de la única planta rectangular sobre rasante (72×36 m²) del edificio del restaurante se ha resuelto mediante la disposición de 4 pantallas metálicas dobles de cruces de San Andrés [2], 2 pantallas en cada uno de los lados exteriores que son capaces de resistir la sollicitación sísmica así co-

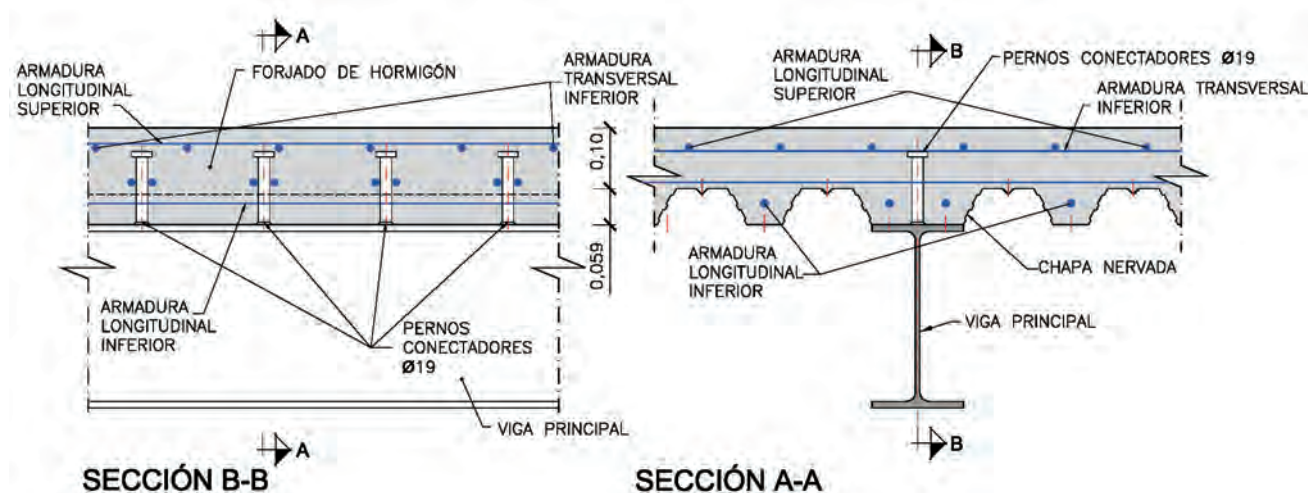


Figura 5. Esquema de forjados mixtos y detalle de viga principal mixta conectada al forjado

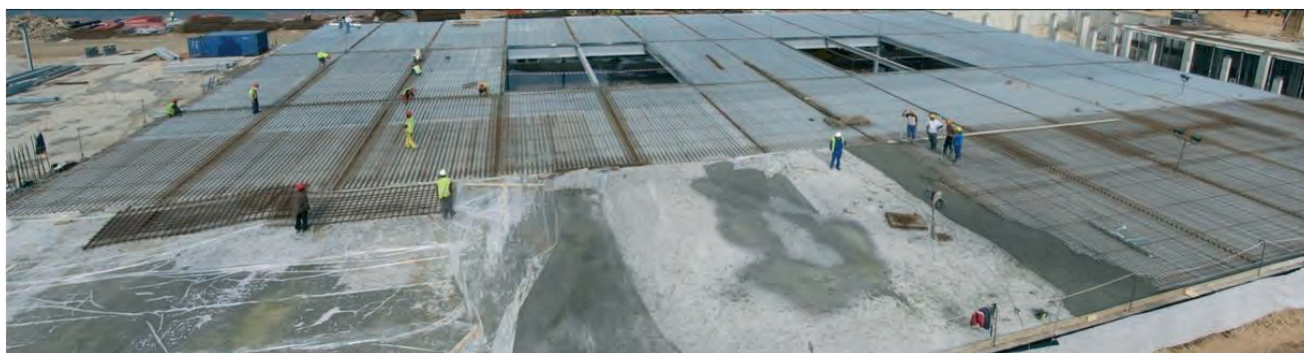


Figura 6. Vista de la cubierta del restaurante durante su ejecución

mo de absorber, gracias al gran brazo que separa las pantallas en lados paralelos, las posibles excentricidades accidentales de la masa oscilante que pudieran generar solicitaciones de torsión.

5. LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO DE ENTRADA. EDIFICIO-PUENTE

El edificio de entrada, con un sótano, planta baja, tres plantas colgadas más una cubierta superior sobre el nivel de la rasante, presenta una geometría en planta de $72 \times 18 \text{ m}^2$, y está muy condicionado por cuestiones arquitectónicas. La necesidad de no disponer pilares o elementos verticales resistentes en la planta baja, para mantener un acceso diáfano a la plaza central de

acceso a los Palacios de Congresos y de Exposiciones, salvo en los extremos, y en la alineación de los dos núcleos centrales (Figuras 7 y 8), obligó a plantear una estructura superior de cuelgue más similar a la de un puente que a la de un edificio.

Los forjados tipo son mixtos, con correas separadas 3 m en la dirección Este-Oeste (dirección larga del edificio), como en el resto de edificios, y vigas principales mixtas de $9 + 9 \text{ m}$ de luz, siendo las tres vigas principales de cuelgue del nivel 3 de $18 + 36 + 18 \text{ m}$ de luz las que soportan la carga vertical de las plantas 1, 2 y 3 y la cubierta parcial superior (Figuras 8 y 9).

Estas grandes vigas armadas de cuelgue metálicas de 3 m de canto se apoyan en sus extremos en pilares metálicos verticales y en los dos grandes núcleos de



Figura 7. Vista del edificio de entrada apeado durante la ejecución. Forjados de niveles 1 y 2 ejecutados



Figura 8. Vista del edificio de entrada apeado con las vigas de cuelgue del nivel 3 ejecutadas



Figura 9. Vista del edificio de entrada concluido colgado

hormigón centrales. Estos núcleos (Figura 7) tienen sección cuadrada hueca en planta de $6,0 \times 6,0$ m² y tabiques de 0,30 m de espesor de pared, alojan en su interior los ascensores y las escaleras de acceso al edificio y son los responsables de resistir prácticamente toda la carga vertical del edificio, así como de transmitir los esfuerzos horizontales del sismo, de gran magnitud, a las cimentaciones.

El edificio se ejecutó de manera convencional mediante la disposición de apeos provisionales entre la planta baja y la primera, mediante el método ascendente clásico (Figura 7), y al llegar al nivel 3, tras ejecutar la estructura superior de cuelgue, se engancharon los tirantes metálicos a las vigas superiores (Figura 8) mediante una articulación bulonada, y se realizó el desapeo y puesta en carga, cortando y retirando los puntales provisionales sobre la planta baja de manera progresiva secuencial controlada, invirtiendo el signo de los esfuerzos de los tirantes de cuelgue situados cada 6 m en tres alineaciones, que hasta ese momento habían trabajado temporalmente a compresión.

La Figura 9 muestra una imagen del edificio de entrada diáfano de pilares en los $18 + 36 + 18$ m de luz entre núcleos.

6. EL EDIFICIO PRINCIPAL: EDIFICIOS DE JEFES DE ESTADO, DE OFICINAS Y EL AUDITORIO

El edificio principal del Palacio de Congresos se descompone por zonas según los usos en los edificios laterales de oficinas (al sur), el edificio de Jefes de Estado (al norte), y el gran auditorio (Figuras 1 y 2), que es el mayor edificio de la actuación. El auditorio presenta una gran fachada al lado Oeste, volada sobre una lámina de agua que nace bajo el escenario del auditorio, y que aloja el mayor mosaico del mundo, de 35 m de altura por 60 m de anchura, con unos 2100 m² de superficie, y que fue fabricado íntegramente en España, en Talavera de la Reina. El mosaico, con más de 55.000 azulejos, fue montado pieza a pieza “in situ” en la fachada Oeste del edificio (Figura 1). La fa-

chada del lado Este es por donde se sitúa la entrada principal del edificio, con acceso desde la plaza central.

La estructura de todos los edificios principales se ha planteado en general mediante pilares metálicos y forjados mixtos, materializados por vigas principales mixtas conectadas al forjado superior y correas metálicas, en general situadas cada 3 m, con luces de 6 m y en algún caso excepcional, por necesidades arquitectónicas, de hasta 9 m.

Debido a que existen muchas zonas con un gran número de singularidades y condicionantes arquitectónicos, donde la exigencia de ausencia de pilares obliga a alterar una malla ortogonal sencilla de pilares-vigas y correas con una cuadrícula de 6×6 , es necesario establecer la estructura resistente mediante un gran número de vigas principales continuas, con diferentes luces, 6 m las más comunes, 9 m, 12 m, alguna viga de hasta 18 m de luz en el nivel 4 del edificio de Jefes de Estado, incluso una planta técnica completa del edificio de Jefes de Estado con cerchas trianguladas metálicas de 24 m de luz.

Los forjados de hormigón de 0,059 m (espesor de la zona nervada) más 0,10 m de espesor, se encofran mediante una chapa nervada que hace las veces de encofrado perdido, flectando con 3 m de luz, como la empleada en el restaurante y el edificio de entrada (Figura 5).

Las estructuras de hormigón se han reducido por tanto a las cimentaciones, muros perimetrales, algún núcleo resistente y el hormigón de los forjados mixtos.

6.1. Concepción de la estructura metálica mediante uniones atornilladas pretensadas

Toda la estructura se ha diseñado partiendo de un condicionante fundamental: la necesidad de proyectar, fabricar, transportar, y montar en un plazo muy reducido de tiempo un muy importante volumen de acero, empleando al máximo la prefabricación de la estructura en talleres en España, minimizando el peso y dimensiones de las piezas por razones de transporte marítimo desde la península a Orán, y evitando en la medida de lo posible las estructuras de hormigón “in situ” en la obra.

Todos estos condicionantes obligaron a plantear la estructura resistente de los edificios metálica con un planteamiento modular, para permitir la prefabricación en talleres españoles y materializar las uniones en obra “in situ” de pilares, vigas, y correas mediante uniones atornilladas, evitando la realización de soldaduras “in situ” a los mínimos casos imprescindibles.

La condición de zona de alta sismicidad obligó a plantear soluciones atornilladas con tornillos de alta resistencia (T.A.R.) pretensados (Figuras 10 a, b y c), con



Figura 10. Detalle de uniones atornilladas en vigas principales (a), articulación de una correa en su extremo (b) y uniones atornilladas de arriostramientos sísmicos (c)

unionen de categoría C resistentes al deslizamiento en Estado Límite Último, y bajo la acción accidental del sismo de cálculo, de forma que se evitara el riesgo de rotura frágil por cizallamiento de las espigas de los T.A.R., al estar simultáneamente solicitadas a los esfuerzos de cortadura por los elevados niveles de su tracción del apriete del tesado del tornillo.

En general, se han materializado uniones articuladas en correas, que trabajan de modo isostático (Figura 10 b), mientras que en las vigas principales continuas, las uniones permiten el trabajo en continuidad de los perfiles, transmitiendo no sólo cortantes sino también momentos flectores (Figura 10 a).

Dado el elevadísimo número de T.A.R. a apretar, con varias decenas de miles de elementos a unir en obra, resulta imprescindible minimizar la casuística de uniones con diferentes tipos de tornillos, tuercas, arandelas, etc., de manera que se puedan implementar con rapidez los necesarios procedimientos de apriete y su correspondientes planes de control.

Es muy importante recordar que el objetivo al pretensar una unión con T.A.R. es garantizar una fuerza de tesado en el tornillo, que no el par de apriete. El par de apriete induce un esfuerzo en la espiga del tornillo, el cual depende del diámetro del tornillo y de un coeficiente que evalúa el rozamiento entre los componentes de la parte que gira. Este coeficiente varía mucho según las condiciones de suministro de tornillos y tuercas. Así, para tornillos y tuercas ligeramente engrasados ese coeficiente es 0,18, mientras que si los tornillos están sucios u oxidados puede llegar a valer 0,40, y en cambio si están muy engrasados podría llegar a 0,09.

Como puede observarse, la variación del coeficiente de rozamiento es muy importante según sean las condiciones de engrasado de tornillos y tuercas. Si se procede a realizar el pretensado utilizando el valor del par de apriete indicado por las normas (Eurocódigo [5] o EAE [6]), pensando en unas condiciones de normalmente engrasado con $K = 0,18$, puede suceder que si el coeficiente realmente vale 0,09, se obtenga un pretensado doble del estimado, sobretesando los tornillos al rozar menos de lo previsto el conjunto, pudiendo al-

canzarse incluso la rotura del tornillo por exceso de tesado; mientras que si $K = 0,36$ se obtendrá un pretensado del orden de la mitad del teóricamente previsto, reduciendo drásticamente la capacidad de la unión, dejándola infratesada y en una situación de riesgo de rotura frágil en la hipótesis de sismo de cálculo, al producirse el seguro deslizamiento de la unión.

Todas las normas de control de ejecución de estructuras metálicas, y en particular las que tratan el control del apriete de uniones atornilladas pretensadas mediante T.A.R. (EAE [6], o UNE-EN 1090-2 [7]), exigen la elaboración de un procedimiento ensayado y del correspondiente programa de control, particularizado para cada tipo de uniones, entendiendo como tal aquél en el que varían alguna de las siguientes circunstancias:

- fabricante o suministrador;
- diámetro o tipo de tornillo;
- tipo de tuerca;
- tipo de arandelas;
- número, tipo, ubicación y posición relativa de las diferentes arandelas (normales, arandelas indicadoras de tensión, etc.);
- tipo de agujeros (estándar o rasgados);
- clase, tipo o suministrador del lubricante;
- condiciones del estado de las superficies de los elementos a apretar o de la lubricación o estado del fileteado de las espigas de los tornillos;
- tipo de llave o sistema de apretado a realizar.

En base a la experiencia de IDEAM en el proyecto del edificio colgado “Parc de Recerca Biomèdica” en Barcelona [8], se propuso a OHL que en todos los casos se emplearan arandelas indicadoras de tensión (D.T.I. = Direct Tension Indicator) para asegurar, mediante un procedimiento de tesado controlado, siguiendo los protocolos establecidos en la normativa argelina, similares a los actuales de la normativa española e internacional de con-



Figura 11. Imagen del apriete de una de las uniones atornilladas con T.A.R. pretensados mediante el empleo de arandelas D.T.I.

tol de ejecución (EAE [6] y UNE-EN 1090-2 [7]), que se garantizase la fuerza de tesado en cada tornillo, calibrando el par de apriete a aplicar en cada unión, con la fuerza de tesado requerida en los tornillos, con un protocolo de control mediante el empleo de las arandelas indicadoras de tensión que facilitase las labores de control y aceptación del apriete realizado.

Las arandelas indicadoras de tensión (D.T.I.) tienen unos resaltos [8] que al alcanzar la fuerza de tesado del T.A.R. se reducen hasta un límite que indica el correcto apretado del tornillo. Mediante este método hay un doble control, el propio de las arandelas indicadoras de tensión, comprobando la holgura en el espacio entre resaltos, y mediante el control del par de apriete, controlado con los ensayos de calibración del sistema previos.

Una vez se realizaron las pruebas y protocolos necesarios previos, esta decisión ha permitido montar la estructura metálica del Palacio de Congresos, de unas 7.900 t de acero, como un mecano, en un periodo me-

nor de un año aplicando unos sencillos protocolos de apriete y control (Figura 11).

6.2. Planteamiento resistente frente al sismo del conjunto auditorio, Jefes de Estado y oficinas

El esquema resistente frente al sismo de los edificios principales se resuelve mediante pórticos o pantallas de arriostramiento compuestas por cruces de San Andrés materializadas por perfiles metálicos (Figuras 12 y 13), y se han dispuesto en las zonas compatibles con la arquitectura, donde no existen afecciones a grandes ventanales, que condicionan muchas de las zonas exteriores del edificio (ver Figura 11), zonas con huecos o patios entre edificios, y salvando las entradas principales a los edificios, por lo que los grandes pórticos de arriostramiento o las pantallas de arriostramiento de las esquinas quedan siempre ocultos tras los paneles de revestimiento de las fachadas.

La estructura del arriostramiento sísmico del conjunto formado por los edificios de Jefes de Estado y oficinas, situados a ambos lados del auditorio, fue proyectada como un único cuerpo, independizando sus movimientos de los edificios adyacentes mediante juntas.

Para el diseño de la estructura resistente frente al sismo se plantearon, por una parte, 4 grandes pórticos formados por módulos en cruz de San Andrés, y por otra parte varias pantallas individuales o de esquina, también modulares, en aquellas zonas en las que la transmisión de fuerzas hasta los pórticos principales resultaba más compleja. Todos estos elementos de rigidez frente al sismo se representan en color amarillo en la Figura 12.

De los 4 pórticos o pantallas principales, 3 se agrupan en torno a la caja principal del auditorio (en los ejes

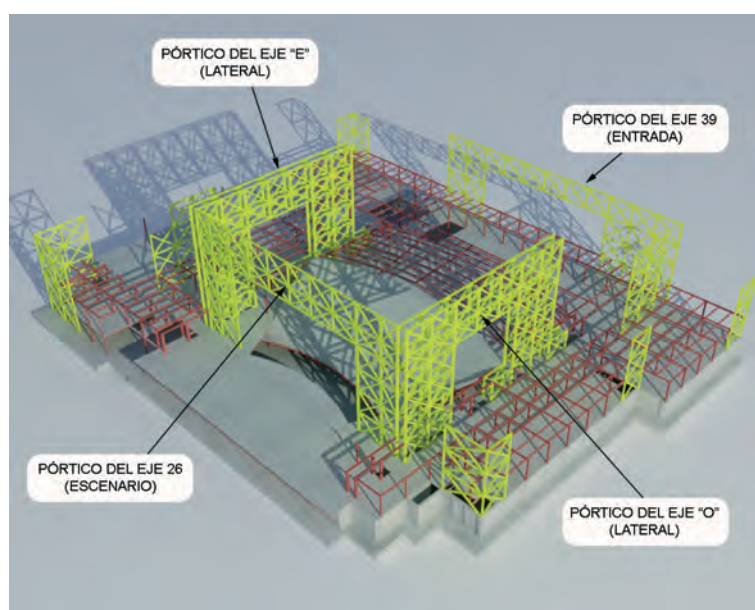


Figura 12. Esquema de los pórticos principales de arriostramiento sísmico



Figura 13. Vista de la caja central del auditorio durante la construcción

E y O para recoger el sismo de dirección Este-Oeste, y en el eje 26, sobre el escenario, para recoger el sismo de dirección Norte-Sur), mientras que el último gran plano de rigidez se encuentra en la fachada de entrada al auditorio (Eje 39) (Figuras 12 y 13).

Los forjados de las plantas 1 a 6 de los edificios laterales de Jefes de Estado y de oficinas transmiten las cargas horizontales debidas a la sollicitación sísmica, mediante esfuerzo rasante, a los módulos de arriostramiento a través de la conexión mixta con la losa de los forjados mediante pernos conectadores colocados en los montantes horizontales de los grandes pórticos de arriostramiento.

Para los graderíos intermedio y alto, puesto que están constituidos por forjados inclinados que no permiten la conexión a rasante con el sistema de arriostramiento modular, se ha concebido un mecanismo de transmisión de fuerzas sísmicas a través de los forjados de las plantas contiguas. Así, el graderío intermedio se conecta a los forjados de la 1ª y 2ª planta, y son éstos los que transmiten hasta los pórticos la sollicitación sísmica; de manera similar, el graderío superior transmite la carga sísmica al forjado de planta 4ª, y éste a su vez a los arriostramientos. El graderío inferior, como se explica más adelante, se arriostra frente al sismo mediante sus propios pórticos de arriostramiento con cruces de San Andrés.

Las pantallas de arriostramiento de los pórticos principales (Figuras 12 y 13) se cimientan, en el nivel de la planta 0, sobre cuatro grandes muros perimetrales de hormigón armado. La transmisión de fuerzas horizontales a los muros se realiza mediante un primer montante horizontal en cada módulo (Figura 11), que se conecta mediante pernos a la cabeza de los muros. La transmisión de fuerzas verticales en aquellos pilares de pórticos o pantallas que bajo la acción del sismo quedan ligeramente en tracción se realiza mediante armadura pasiva. Esta armadura se suelda en taller a las alas de los perfiles que forman los pilares verticales del pórtico, y en la parte inferior se aloja en vainas que se inyectan posteriormente con mortero de alta resistencia en los muros perimetrales.



Figura 14. Vista de la estructura del auditorio durante su construcción

El resto de pantallas que no se apoyan sobre muros se cimientan sobre zapatas corridas en toda la longitud del módulo. Como ya se ha adelantado, todas las zapatas, tanto de elementos sismorresistentes como de pilares individuales, se arriostran entre sí mediante una losa que, enrasada con la cara superior de las zapatas, actúa como gran diafragma de rigidez frente a esfuerzos horizontales, así como de losa del nivel inferior.

Para facilitar las uniones mediante T.A.R. pretensados en los elementos de los pórticos de arriostramiento frente al sismo, se han diseñado los arriostramientos alineando, en un mismo plano, las alas de los perfiles metálicos empleados en pilares, montantes y diagonales.

La transmisión de esfuerzos axiales entre perfiles de los arriostramientos se realiza mediante el uso de un doble cubrejuntas en cada ala del perfil, dejando el alma de los mismos sin conectar (Figura 11). Los pilares de los arriostramientos sísmicos quedan siempre en compresión incluso bajo la acción concomitante del sismo horizontal y vertical especificada en la norma argelina [3], lo cual ha permitido diseñar las uniones entre diferentes tramos de pilares mediante chapas de testa, ensambladas mediante tornillos de alta resistencia pretensados en el caso de pilares de arriostramiento sísmico y sin pretensar en el caso de pilares normales que no forman parte de los pórticos de arriostramiento.

La cubierta del auditorio, formada por cerchas metálicas dobles de 60 m de luz que se describen más ade-

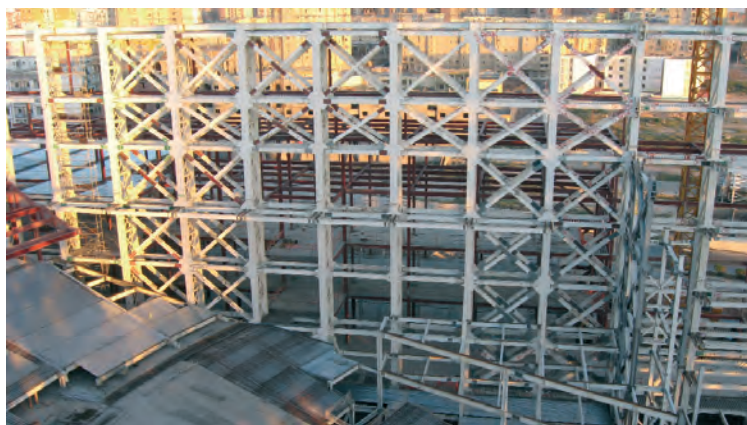


Figura 15. Vista del pórtico de arriostramiento del eje O



Figura 16. Vista del pórtico de arriostramiento del eje 26 sobre el escenario del auditorio

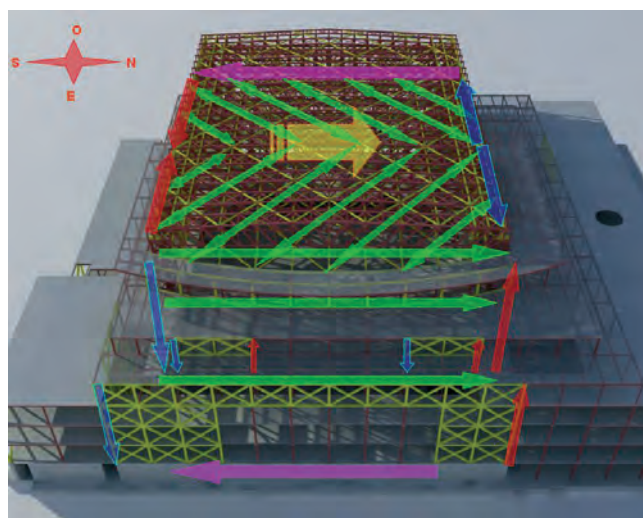
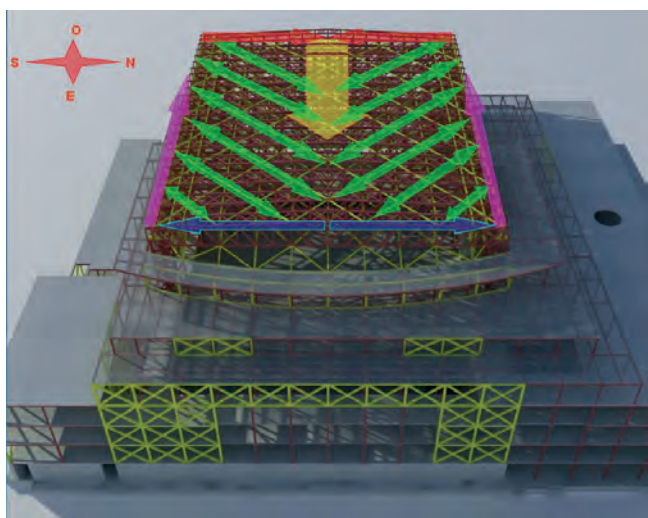
lante con más detalle, se proyectó para que su comportamiento, de cara a la acción sísmica, fuera el de un gran diafragma rígido que compatibilizara movimientos en las pantallas de arriostramiento sobre las que se apoya (Figuras 17 y 18). Con este propósito se diseñó un sistema doble de celosías horizontales en el nivel del cordón inferior y en el del cordón superior de las cerchas, que permite transmitir la solicitación sísmica hasta sus apoyos. Las cerchas cuentan con un sistema de tetones que se apoyan, mediante aparatos de neopreno zunchado, en los topes metálicos de las pantallas principales de arriostramiento de los ejes laterales E y O (Figuras 12, 14 y 15) y en el pórtico de rigidez sobre el escenario del gran auditorio (Eje 26, Figuras 12 y 16), y que permite una transmisión directa de las fuerzas horizontales.

Para transmitir la solicitación horizontal de sismo en la dirección Este-Oeste (Figura 17), los dos planos de rigidez de la cubierta transmiten las fuerzas a los pórticos de ejes E y O (Figura 15), mientras que la transmisión del sismo en la dirección Norte-Sur (Figura 18) se transmite al pórtico del eje 26 sobre el escenario (Figura 16) y al pórtico de la fachada principal de entrada del edificio del auditorio en el Eje 39 (Figura 18),

recurriéndose a un mecanismo de transmisión de esfuerzos en cascada: la transmisión de fuerzas horizontales se realiza de manera progresiva, desde el nivel de cubierta hasta los forjados de plantas 5^a, 4^a, y 3^a mediante módulos de arriostramiento independientes, y recogiendo el par que se produce al transmitir carga hacia un nivel inferior mediante los pilares de la estructura (Figura 18).

El pórtico de la fachada de entrada al auditorio, situado en el eje 39 (Figuras 12 y 19), recibe asimismo gran parte de la solicitación sísmica de dirección Norte-Sur de los forjados de las plantas de los edificios de Oficinas y Jefes de Estado. Puesto que el pórtico paralelo ubicado en el frontal de la fachada del escenario, coincidiendo con el eje 26 (Figuras 12 y 16), está menos conectado a dichos forjados debido a los grandes espacios diáfanos que rodean al auditorio, la excentricidad de la solicitación sísmica con respecto al centro de rigidez de cada planta se recoge mediante un incremento de par entre las pantallas perpendiculares.

La gran fachada Oeste del auditorio, situada tras el escenario del mismo, tiene 60 m de anchura por 35 m de altura y su exterior queda recubierto por el mayor



Figuras 17 y 18. Esquema resistente frente al sismo de la cubierta y pórticos de arriostramiento, en la dirección Este-Oeste (Figura 17) y en la dirección Norte-Sur (Figura 18)



Figura 19. Vista de la estructura del pórtico de arriostamiento frente al sismo de la fachada de entrada del auditorio (eje 39)



Figura 20. Vista en primer plano del mosaico de la fachada Oeste del auditorio

mosaico de azulejos del mundo (Figura 20) como se ha descrito al inicio de este apartado, y vuela 2,10 m sobre una lámina de agua de 60 m de ancho por 36 m de largo bajo la cual se ubican, en un sótano bajo el nivel de calle, los depósitos y aljibes del conjunto del Centro de Convenciones.

La estructura portante de dicha fachada volada se resolvió mediante un sistema de tirantes formados por perfiles HEB-300 que cuelgan la carga de la cercha extrema de la cubierta superior del auditorio (Figura 21). En este nivel se desvía la carga de tracción mediante el sistema de diagonales horizontales de la cubierta y se equilibra con un sistema trasero de pilares a compresión que descansan sobre los muros perimetrales que transmiten las cargas a la cimentación (Figura 21).

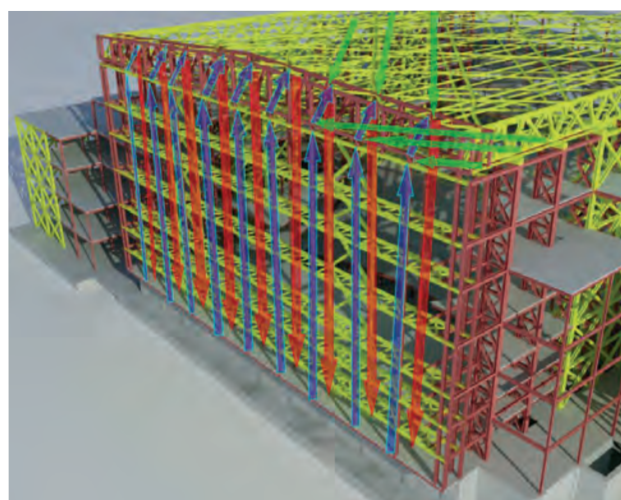


Figura 21. Esquema resistente de la fachada Oeste del auditorio colgada sobre la lámina de agua

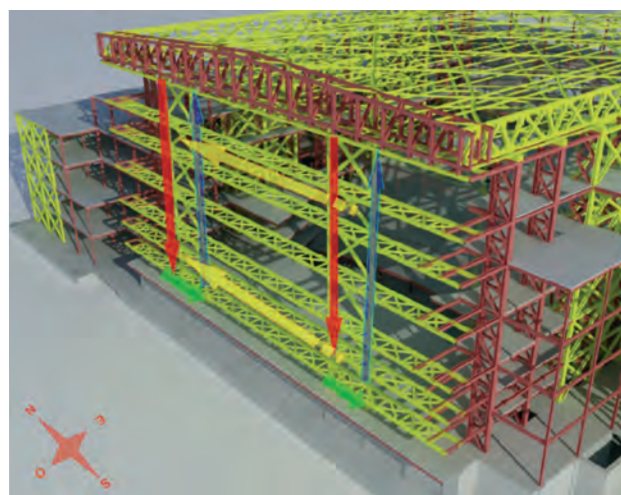


Figura 22. Esquema resistente de la fachada Oeste del auditorio, frente a un sismo Norte-Sur

Los soportes sismorresistentes de esta fachada son, por un lado, 6 celosías horizontales que sirven de pasarelas de servicio para la parte trasera del escenario

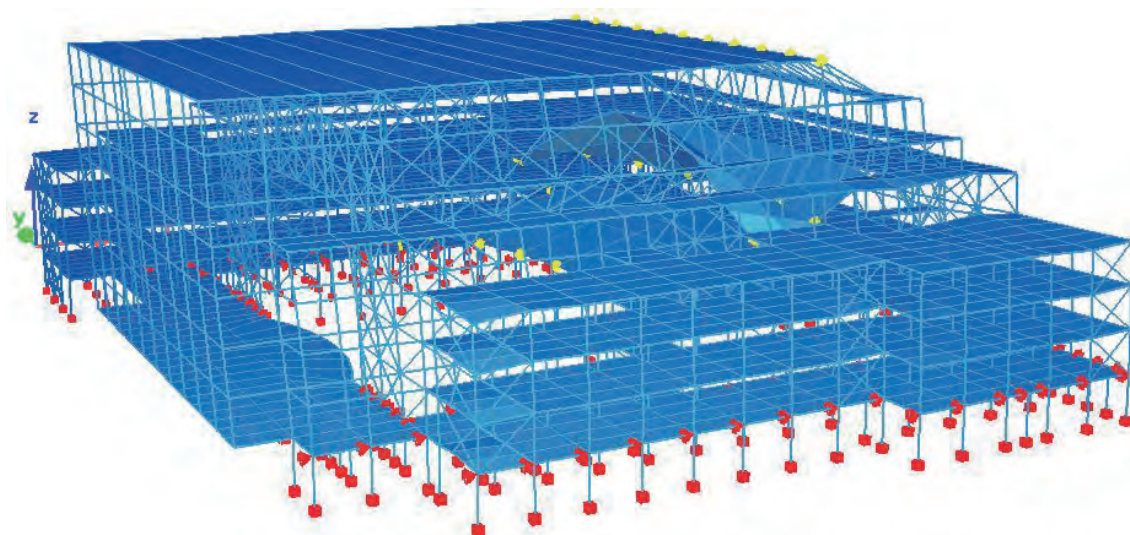


Figura 23. Modo de vibración Este-Oeste ($T = 0,85$ s). Esquema del modelo de cálculo

(Figura 22) y que transmiten las solicitaciones del sismo de dirección Este-Oeste por flexión transversal hasta los pórticos sismorresistentes de los ejes E y O y por otro lado, frente al sismo de dirección Norte-Sur (Figura 22), 2 pantallas de rigidez verticales compuestas por módulos en cruz de San Andrés que se apoyan sobre el muro de cimentación del eje 23 en el borde interior del voladizo de la fachada. La excentricidad en planta entre la fachada colgada y estas pantallas se resuelve haciendo trabajar a flexión a las celosías horizontales que sirven de pasarela (Figura 22).

6.3. Criterios de diseño por capacidad y demanda

Para el diseño de los sistemas de arriostramiento sismorresistentes mediante módulos metálicos en cruz de San Andrés, se consideró un comportamiento inelástico disipativo de la estructura. De acuerdo a la norma sísmica argelina [3] y a los criterios establecidos por el Eurocódigo 8 [9] para este tipo de arriostramiento, se tomó un factor reductor de la fuerza sísmica de $R = 4$ frente a la sollicitación correspondiente a un comportamiento puramente elástico.

La distribución uniforme de las pantallas de arriostramiento sismorresistente permitió que la acción sísmica se concentrara principalmente en los dos primeros modos de oscilación, correspondientes a las direcciones Este-Oeste y Norte-Sur, para los que se obtuvieron periodos de oscilación de $T = 0,85$ s en la dirección Este-Oeste y $T = 1,10$ s en la dirección Norte-Sur. Las Figuras 23 y 24 muestran los esquemas de los modelos de cálculo con el primer modo de vibración en cada dirección principal.

El comportamiento elasto-plástico que conlleva la elección de un factor de ductilidad $R = 4$ y que actúa a modo de fusible limitando la inyección de fuerza sísmica en la estructura, se supuso concentrado en los elementos diagonales de los arriostramientos. En consecuencia, y siguiendo el planteamiento conceptual del diseño por capacidad, se dimensionaron los pilares para asegurar su comportamiento satisfactorio frente a una

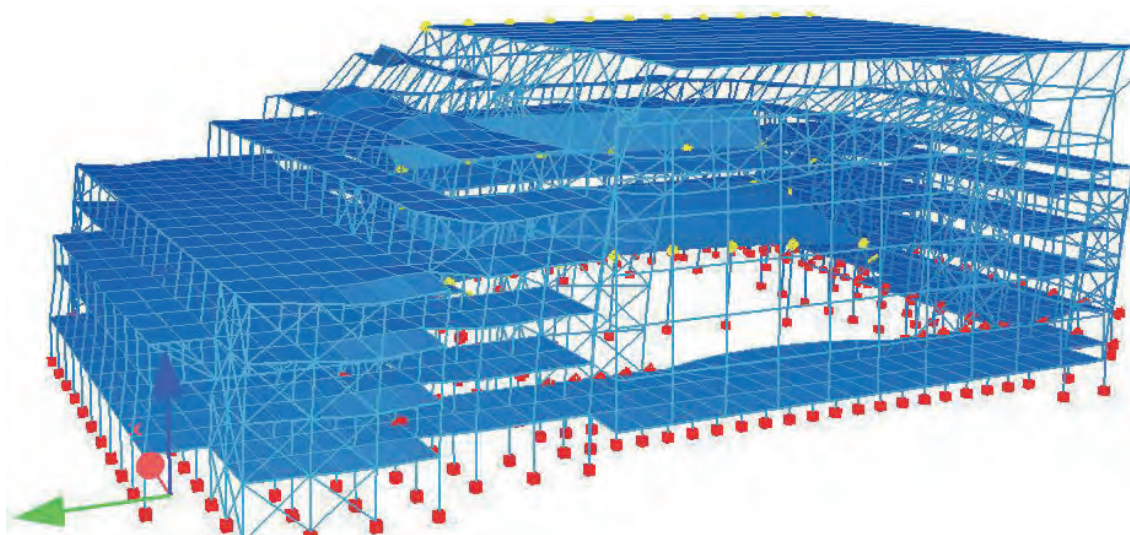


Figura 24. Modo de vibración Norte-Sur ($T = 1,10$ s). Esquema del modelo de cálculo



Figuras 25 y 26. Vista del edificio de oficinas a la derecha del auditorio (lado Oeste) y luces de vigas principales mixtas

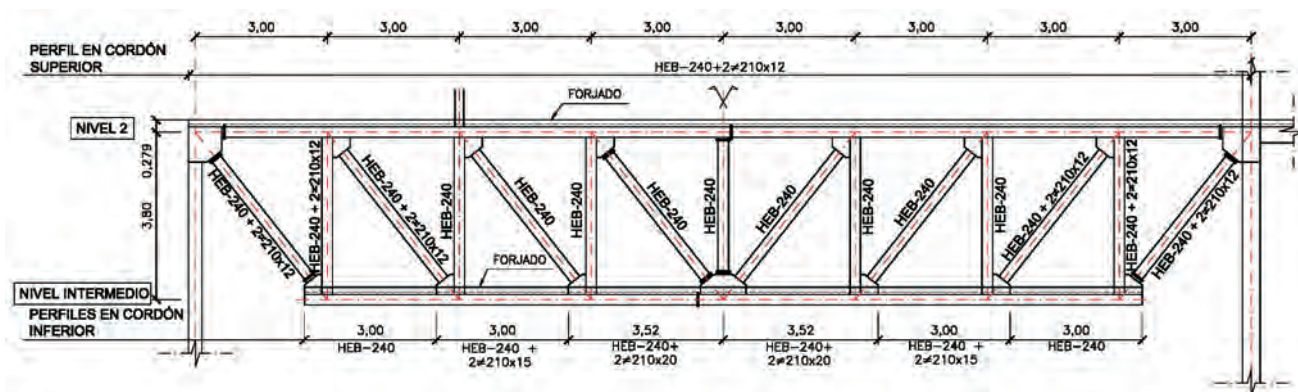


Figura 27. Edificio de Jefes de Estado. Cerchas de 24 m de luz en la planta técnica

eventual sobrerresistencia de las diagonales, que entrañaría un incremento de la sollicitación axil de los pilares, protegiendo a éstos frente al comportamiento frágil que supondría su fallo por pandeo.

Un importante condicionante que dirigió en gran medida el diseño del sistema de arriostramientos es la limitación que impone la norma argelina [3] frente a desplazamientos horizontales relativos entre plantas, que debe ser inferior al 1% de la altura libre entre plantas bajo el sismo de rotura, a diferencia del Eurocódigo 8 [9] que exige que se cumpla este requisito bajo la acción del sismo en el estado de limitación de daños.

6.4. Descripción de los bloques laterales: edificio de oficinas y edificio de Jefes de Estado

El edificio de oficinas, situado al sur de la gran caja del auditorio (Figura 2), presenta 3 niveles sobre rasante y una cubierta de una planta técnica de instalaciones. Los forjados tipo se materializan por vigas mixtas de 3 + 9 m de luz y correas metálicas tipo, como en el resto de edificios separadas cada 3 m con 6 m de luz (Figuras 25 y 26). Los forjados son iguales a los del resto del edificio, materializados por una chapa nervada y una losa superior de hormigón.

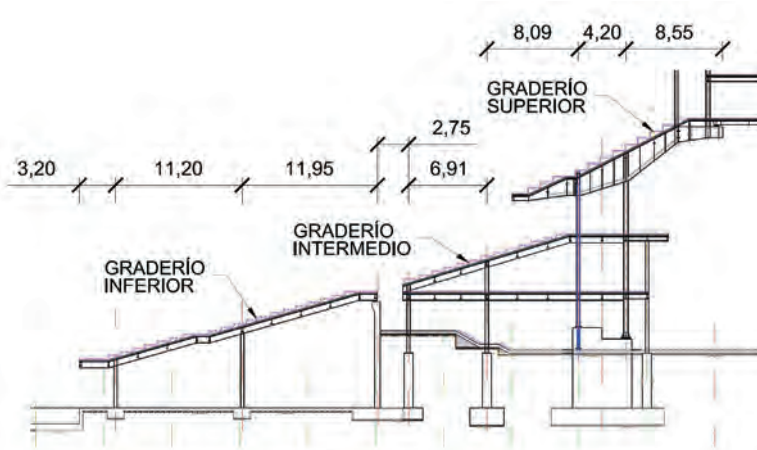
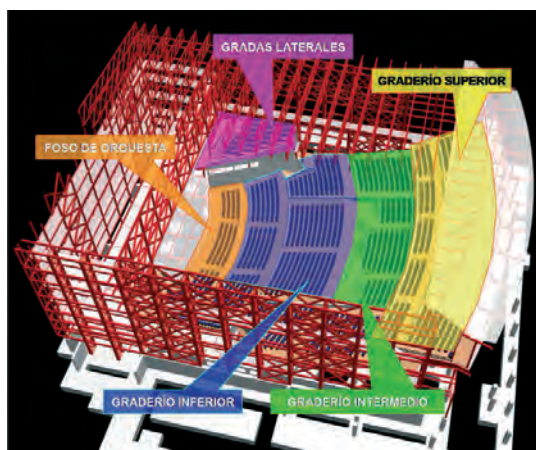
El edificio de Jefes de Estado, ubicado en el lado opuesto al de Oficinas, al norte del auditorio (Figura 2), se asoma al mar Mediterráneo en la parte alta del

acantilado donde se localiza el Palacio de Congresos (Figura 28). Se trata de un edificio con 4 niveles con varias singularidades que le diferencian de los forjados tipo de otras zonas. El forjado del nivel 1, sobre la cota de cimentación, es el más convencional con una malla de pilares en cuadrícula de 6×6 m, con vigas mixtas de 6 m de luz y correas isostáticas metálicas dispuestas cada 3 m con 6 m de luz.

La planta 1 presenta una exigencia arquitectónica de uso muy importante: la necesidad de salvar una zona diáfana de 60 m de longitud por 24 m de anchura sin pilares para permitir alojar en esa zona amplias salas



Figura 28. Vista del edificio de Jefes de Estado en ejecución



Figuras 29 y 30. Esquema de usos del auditorio y sección tipo de los graderíos inferior, intermedio y superior

de reuniones y aulas, impidiendo la ubicación de pilares en la luz de 24 m. Para lograr salvar esta importante luz, se ha diseñado una planta técnica, entre el nivel 3 y un nivel intermedio (Figura 27), que permite la disposición de cerchas isostáticas de 24 m y 3 m de canto situadas cada 6 m coincidiendo con los pórticos tipo de modulación del edificio (Figuras 27 y 28).

Sobre el nivel 3 se sitúa una gran sala destinada a reuniones de Jefes de Estado, sala que da nombre al edificio lateral. Las lógicas necesidades de amplitud de espacios libres obligan a evitar pilares sobre el nivel 3 en otra zona de 60 m de longitud por 18 m de anchura condicionando la estructura metálica del forjado del nivel 4, que hace las veces de cubierta de este edificio, sobre la sala de Jefes de Estado. Esta importante luz se salva con vigas mixtas isostáticas materializadas por vigas metálicas armadas de 18 m de luz (Figura 29) conectadas a los forjados mixtos tipo, con correas isostáticas situadas cada 3 m con 6 m de luz, como en el resto de edificios. Estas vigas mixtas se disponen cada 6 m coincidiendo con los pórticos del edificio en la dirección Norte-Sur.

6.5. La estructura del auditorio y sus graderíos

El gran auditorio central se trata del cuerpo principal del edificio, y geoméricamente es un volumen de 60 m

de anchura por 96 m de longitud, enmarcado por las 4 pantallas-pórtico resistentes frente al sismo descritas en apartados anteriores, que aloja el escenario, un foso para la orquesta, y un graderío del gran auditorio con capacidad para 3.000 personas (Figura 32), junto con una serie de forjados destinados a salas, accesos y comunicaciones entre edificios. Las Figuras 30 y 31 muestran una imagen esquemática del auditorio con las diferentes zonas y una sección por el eje de los graderíos inferior, intermedio y superior.

La Figura 31 muestra una vista de la ejecución de los graderíos materializados con estructura metálica y mixta de manera similar a los forjados tipo del resto de edificios.

Los forjados inclinados del graderío inferior y del graderío intermedio se materializan mediante vigas armadas mixtas con 550 mm de canto, según los 6 ejes radiales del auditorio. El graderío inferior tiene unas luces de 3,2 m en vuelo sobre el foso para la orquesta + 11,20 m + 11,75 m, mientras que el graderío intermedio presenta unas luces de 9,6 + 9,6 m. Transversalmente, siguiendo una geometría circunferencial se disponen en ambos graderíos correas isostáticas mixtas (perfiles IPE-400 mixtos) dispuestas con separaciones menores de los 3 m uniendo las vigas principales de los dos graderíos.



Figuras 31 y 32. Vista de la ejecución de los graderíos y del gran auditorio con capacidad para 3.000 personas concluido

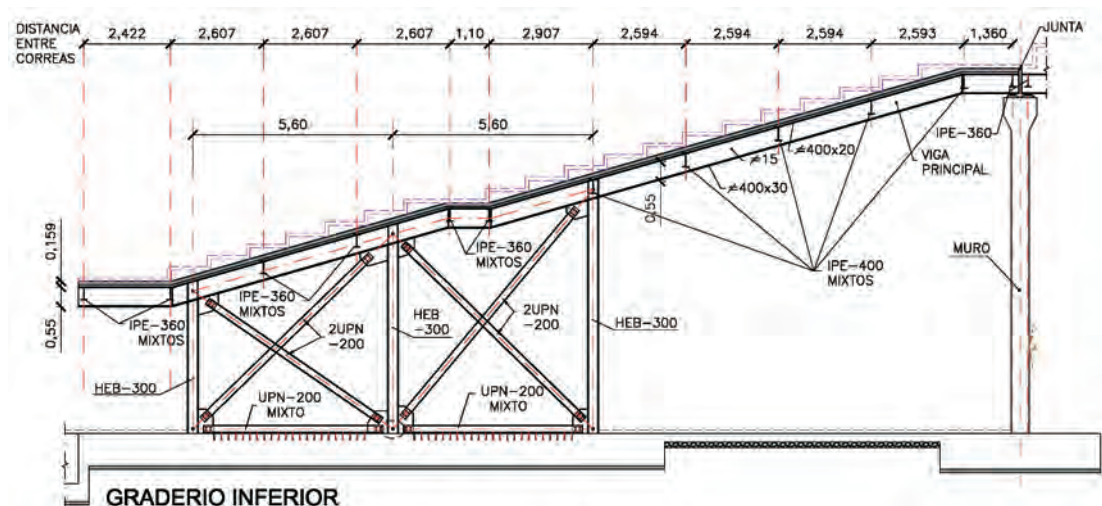


Figura 33. Arriostramientos sismorresistentes del graderío inferior

El graderío inferior del patio de butacas se ha concebido como una estructura independiente y aislada del resto del auditorio. Su sistema de arriostramiento sísmico consiste en dos núcleos rectangulares de pantallas metálicas en cruz de San Andrés, cimentados directamente sobre las zapatas corridas del auditorio, y ubicados en aquellas posiciones donde no interfiere con las instalaciones del edificio (Figuras 33 y 34).

Los centros de ambos núcleos se encuentran separados entre sí una distancia de 24 m, lo cual les permite absorber los eventuales efectos de torsión por diferencia de sollicitación entre núcleos.

Las 6 vigas principales radiales del graderío superior, son vigas armadas mixtas de canto variable, que se apoyan en dos alineaciones de pilares y presentan un voladizo hacia el lado del escenario de unos 5,90 m y otro gran vuelo trasero, sobre el que se apoyan los niveles 4 y 5 de los forjados de la zona Este del auditorio, con casi 8,6 m de vuelo (Figuras 34 y 35). Estas grandes vigas funcionan como un gran balancín con dos vuelos muy descompensados, con además mucha mayor carga en la zona trasera de mayor vuelo que en la delantera debido al apoyo de los forjados de los niveles 4 y 5, al existir un gran hueco con 5 al-



Figura 34. Vista de los arriostramientos durante la ejecución

turas, a modo de gran espacio diáfano sobre el Hall de entrada al Palacio de Congresos, desde la plaza.

Esta descompensación haría que la alineación de pilares delantera estuviera en tracción; para evitarla, se pretensó con barras de acero de alta resistencia, dejando el pilar siempre comprimido hasta su empotramiento en la cimentación, sin modificar el detalle tipo



Figura 35. Vista trasera de las vigas principales del graderío superior

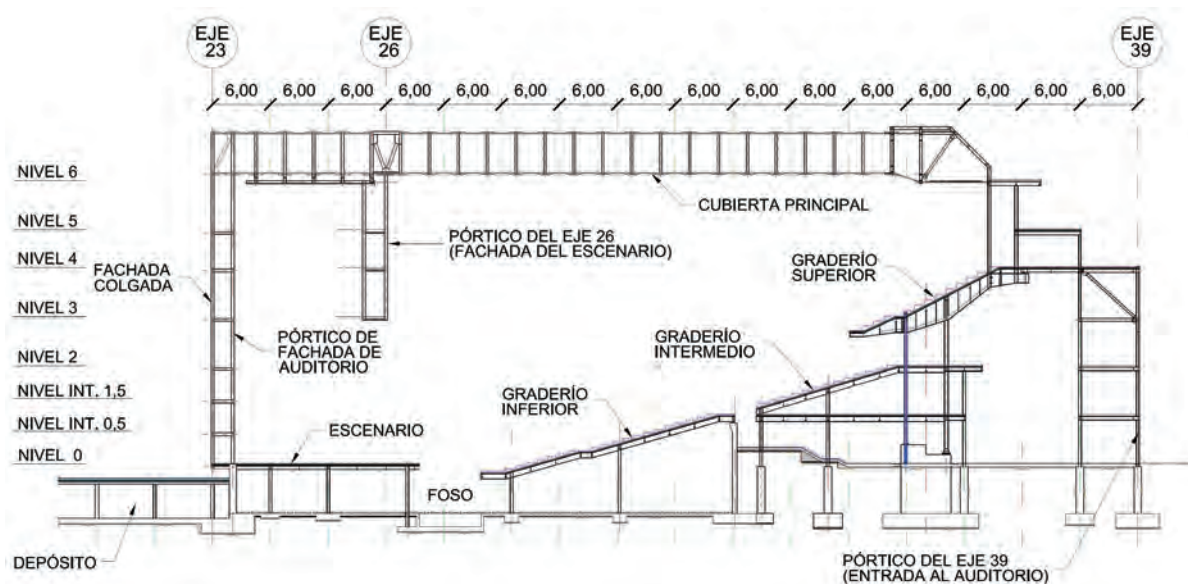


Figura 36. Corte por el eje del auditorio y vista de la cubierta

de unión entre tramos de pilares mediante chapas de testa.

7. LA CUBIERTA PRINCIPAL DEL AUDITORIO

La cubierta principal del auditorio presenta una luz de 60 m y se resuelve mediante la disposición de 13 grandes cerchas metálicas (Figuras 36 y 37) de canto variable formada por perfiles HEB en cordones y diagonales y perfiles IPE en los montantes verticales.

El canto de las cerchas entre ejes de cordones es de 2,70 m en los apoyos y de 4,20 m en el centro del vano. Cada cercha se compone de una celosía doble con separación entre los cuchillos de cada celosía de 3 m, lo que hace que al estar las cerchas separadas entre ejes 6 m, siempre haya un cuchillo de una celosía en



Figura 37. Vista de la cubierta prácticamente concluida



Figura 38. Vista de la cubierta durante la ejecución del ripado

la cubierta cada 3 m, de forma que los perfiles de arriostramiento de cerchas sean todos de 3 m de luz.

Arriostrando las cerchas de la cubierta se disponen unas triangulaciones en el plano superior e inferior de los cordones de las celosías que transmiten los esfuerzos horizontales del viento y sismo a los dos grandes pórticos de respuesta frente al sismo, como se ha descrito previamente.

Como se trata de elementos de grandes dimensiones, cada celosía se fabricó en los talleres de España en tres módulos de unos 20 m cada uno, realizando las uniones de perfiles soldadas en taller para posteriormente ensamblarlos en obra antes de su izado, mediante uniones atornilladas con T.A.R. pretensados.

El proceso constructivo de la cubierta del auditorio se realizó mediante el izado de cada cercha de manera independiente con grúas y posterior ripado lateral para ir así sucesivamente izando, arriostrando y ripando la cubierta cada vez con una cercha más en su posición hasta llegar a la última (Figura 38). De esta manera se logró realizar el izado siempre desde la zona Oeste, sobre la zona destinada a la lámina del agua, con mejor acceso y mayor espacio para realizar el acopio inferior de las cerchas, así como con mejores condiciones para el posicionamiento de las grúas necesarias para el izado, apeando el forjado de la cubierta del aljibe para permitir el acceso a las grandes grúas y poder realizar así el izado siempre desde la misma posición.

8. CONCLUSIONES

El proyecto y la ejecución de los edificios de la actuación del complejo del Palacio de Congresos de Orán, con una superficie total construida de unos 69.000 m² y cerca de 7.900 t de acero estructural, ha supuesto un reto ingenieril al realizarse el proyecto de la estructura a medida que se iba desarrollando el proyecto de arquitectura y se ejecutaban los edificios en la modalidad de Fast-Track.

Las singularidades de los edificios, fuertemente condicionados por las importantes solicitaciones sísmicas locales, junto con los requerimientos arquitectónicos de zonas amplias diáfanas para restaurantes, salas de reuniones, aulas, zonas de acceso, lucernarios y vestíbulos de comunicaciones, han obligado a realizar un diseño estructural compatible con las exigencias, con áreas con grandes luces rompiendo las zonas típicas de luces de 6 y 9 m, llegando hasta los 18 y 24 m de luz en determinados forjados y hasta los 60 m de luz en la cubierta principal del auditorio.

La obligada rapidez de ejecución, dados los muy reducidos plazos exigidos por la propiedad, sólo pudo ser compatible con la prefabricación integral de la estructura metálica en España, y su transporte hasta Orán en módulos fácilmente transportables, para ejecutar en obra las uniones mediante tornillos de alta resistencia pretensados.

REFERENCIAS

- [1] MILLANES, F.; MATUTE, L.; ORTEGA, M. "Palacio de Congresos de Orán". *ACI Estructuras*, 2010, n° 29, noviembre, p. 46-49.
- [2] MILLANES, F.; MATUTE, L.; ORTEGA, M.; GORDO, C.; AGUIRRE, M. "Diseño antisísmico de la estructura del Palacio de Congresos de Orán". *Congreso Internacional de Estructuras. V Congreso ACHE*, 25 a 27 octubre de 2011, Barcelona. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2011. ISBN:978-84-89670-73-0
- [3] *Règles Parasismiques Algériennes. RPA 99/Version 2003*. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C. 2.46.
- [4] MILLANES, F.; MATUTE, L.; ORTEGA, M.; GORDO, C.; AGUIRRE, M. "La estructura del Palacio de Congresos de Orán". *Congreso Internacional de Estructuras. V Congreso ACHE*, 25 a 27 octubre de 2011, Barcelona. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2011. ISBN:978-84-89670-73-0.
- [5] *EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8. Design of Joints*. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [6] *EAE: Instrucción de Acero Estructural*. Aprobada por Real Decreto 751/2011 de 27 de mayo de 2011. BOE 23-06-2011.
- [7] *UNE-EN1090-2: Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 2: Requisitos técnicos para la ejecución de estructuras de acero*. Madrid: AENOR, 2011.
- [8] ORTEGA, M.; BORDÓ, E.; PASCUAL, J.; MILLANES, F. "Estructura colgada del edificio "Parc de Recerca Biomèdica" en Barcelona". *Hormigón y Acero*, 2005, n° 237, p. 25-39.
- [9] *EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad: Sonatrach

Constructora: OHL

Dirección Técnica:

Pedro Ayuso, Manuel Alpañés

Dirección Técnica Internacional:

Carlos Bosch, Mauricio Aguirre, Natacha Chernova

Arquitectura: José María Fernández Fernández-Isla, Enrique José Martínez de Angulo

Proyecto de la Estructura y Asistencia Técnica a la Constructora: IDEAM S.A.

Francisco Millanes, Luis Matute, Miguel Ortega, Carlos Gordo, Pedro Atanasio,

Juan José Laso, Fernando Ruano