

CUBIERTA DEL ESTADIO OLÍMPICO DE ATENAS

Fernando IBÁÑEZ CLIMENT

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

SANTIAGO CALATRAVA L.L.C.

Dpto. Ingeniería Estructural

pro.valencia@calatrava.com

Mario RANDO CAMPOS

Ingeniero Industrial

SANTIAGO CALATRAVA L.L.C.

Jefe Dpto. Ingeniería Estructural

pro.valencia@calatrava.com

Resumen

Santiago Calatrava fue el encargado de remodelar toda el área de OAKA en Atenas para los juegos olímpicos de 2004. Ese proyecto incluía toda la ordenación urbanística del área y también el proyecto de algunas estructuras singulares de las que destacan dos especialmente: la cubierta del estadio olímpico y la cubierta del velódromo olímpico.

La cubierta del estadio Olímpico de Atenas es una estructura singular por sus dimensiones, su originalidad y por su proceso constructivo. Se trata de dos superficies cubiertas de entre 45 y 70m de ancho por 250m de largo suspendidas de sendos arcos paralelos de 304m de luz, 80m de alto y separados 140 m, aunque el ancho total de la cubierta supera los 200m.

Palabras Clave: Santiago Calatrava, estadio , Oaka, acero, arco, costillas, tirantes

1. Introducción. Descripción arquitectónica

El estadio existente se construyó con motivo de los campeonatos de Europa de atletismo de 1982 aunque ya con idea de albergar algún día unos juegos olímpicos. Su estructura es de hormigón, de planta elíptica y dos niveles de graderío a lo largo de todo su desarrollo excepto en la intersección con el eje longitudinal del mismo, donde se sitúan los marcadores. Este es el único punto en que la elipse queda interrumpida.

En la misma línea, la cubrición consistió en dos semi-cubiertas que siguen aproximadamente la forma en planta de las 2 mitades de grada superior, y que quedarían conectadas únicamente en dos puntos, exactamente sobre los marcadores. Las dos semi-cubiertas son simétricas y suponen en total 24000m² de cubrición con paneles de policarbonato traslúcido (un 70% de la superficie de graderío que quedaba descubierta). La estructura es de acero pintado de blanco. En cada semi-cubierta destacan dos grandes elementos por su impacto visual: los arcos superiores y las cubiertas.



Fig. 1 Vista aérea de la cubierta del estadio

PROYECTO: CUBIERTA DEL ESTADIO OLÍMPICO DE ATENAS	
PROPIEDAD:	EYDE / MINISTERIO DE CULTURA GRIEGO
PROYECTO Y ASISTENCIA A DIRECCIÓN DE OBRA:	SANTIAGO CALATRAVA
CONTRATISTA PRINCIPAL:	AKTOR
TALLER ESTRUCTURA METÁLICA:	CIMOLAI
SUPERFICIE CUBIERTA:	24000 m ²
CUANTÍA DE ACERO EN ESTRUCTURA:	17950 ton (de ellas, 185 ton en cables)

Fig. 2 Ficha técnica del proyecto de cubierta para el estadio olímpico de Atenas.

2. Descripción estructural de la configuración definitiva.

El sistema primario consiste en 2 arcos paralelos tipo “Bow-String” de 304m de vano y separados 141.4m. Cada uno queda constituido por un arco superior comprimido (tubo de 3.25m de diámetro y espesores de 68 a 90mm) y un elemento de atado inferior que a la vez soporta directamente la cubierta (otro arco en este caso: el tubo de torsión, de 3.6m de diámetro y espesores de 58 a 95mm). Arco superior y tubo de torsión quedan empotrados en los extremos, sobre los apoyos a los que también se empotrarán. La conexión entre ellos se completa mediante 8 parejas de cables de diámetros 90mm y 104mm según su posición.

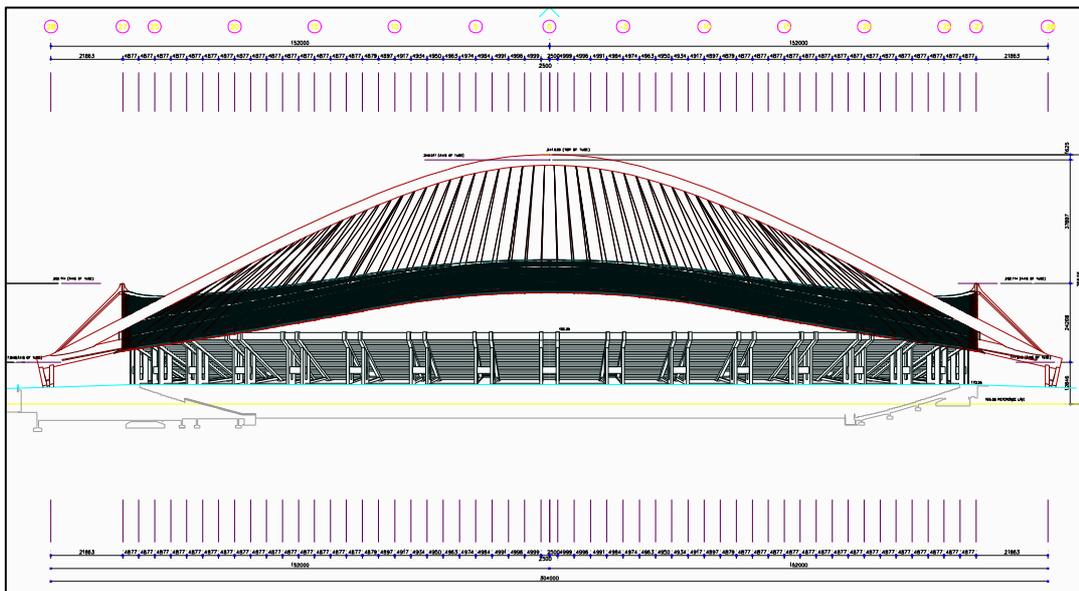


Fig. 3 Alzado longitudinal de la cubierta.

Toda la cubierta apoya únicamente en 4 puntos, bajo la intersección de las directrices de los arcos y tubos de torsión. En la situación permanente, en el lado Norte de cada semi-cubierta todos los grados de libertad quedan coaccionados, mientras que en el lado Sur se permite únicamente el deslizamiento en dirección longitudinal para permitir dilataciones térmicas pero ningún giro (ver figura 4).

Las costillas transversales son los elementos de la cubierta destinados soportar el peso de la cubrición y llevar las cargas sobre la misma hasta el sistema primario. Un total de 54 costillas alineadas según ejes transversales desde el -27 hasta el +27 y separadas aproximadamente 5 metros en planta arrancan de los dos tubos de torsión, donde sus cordones superior e inferior quedan totalmente empotrados. En cada semi-cubierta las costillas cubren vanos de hasta 33 metros en el lado exterior (eje transversal central) y de hasta 70 metros en el interior, en los ejes +/-27 donde

materializan la única conexión estructural de cada semi-cubierta. Además del empotramiento en el tubo de torsión, dos cables soportan las cargas de las costillas (cables secundarios de diámetro 40mm). Estas parejas de cables están ancladas en el arco superior y lo conectan con las costillas en los lados interior y exterior de la cubierta, pero quedan fuera del plano vertical de las costillas transversales. Para recoger la componente horizontal de la fuerza de cada uno de estos cables que la costilla no puede asumir se disponen sendos tubos de atado al nivel de la cubierta. Los cables servirán además proporcionar estabilidad transversal al arco (ver figuras 5 y 6).

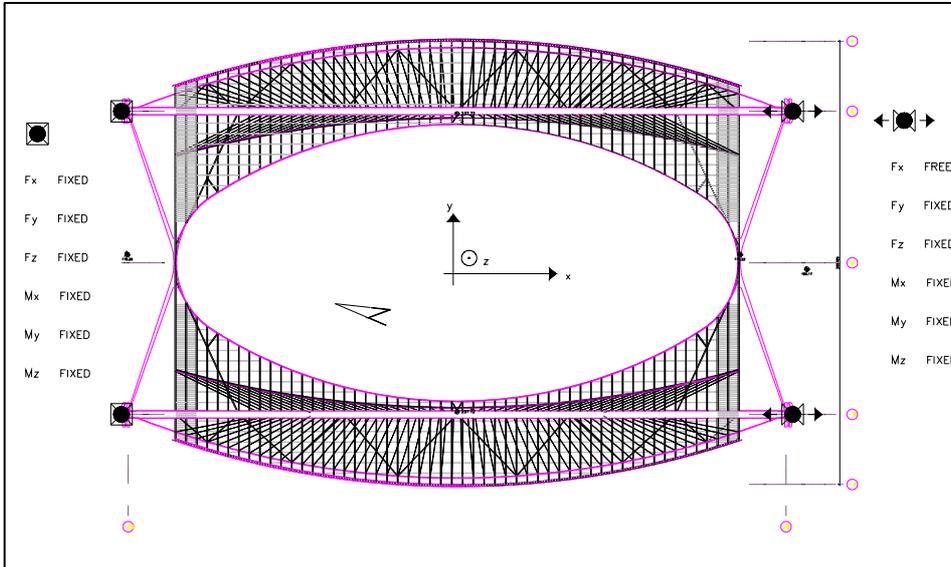


Fig. 4 Planta de la cubierta - Condiciones de apoyo en su configuración definitiva.



Fig. 5 Costillas transversales, correas y elementos de arriostramiento cada 5 correas (acabados y durante el montaje).



Fig. 6 Vigas Vierendeel de arriostramiento entre ejes 25 y 27, costilla diagonal y tubos de atado de los cables secundarios.

Se disponen una serie de correas (perfiles UPN) perpendicularmente a las costillas en planta separadas 1 metro. Los paneles de policarbonato miden aproximadamente 1x5m, el espacio entre dos correas (1m) y dos costillas (5m). Cada 5 correas se coloca en su lugar un perfil rectangular hueco (RHS180) que arriostra las costillas que conecta y previene el pandeo lateral de las mismas garantizando el comportamiento estructural conjunto de toda la cubierta (ver figura 5).

Para colaborar en la resistencia global frente a las acciones en el plano de la cubierta (como viento y sismo) se dispone también un sistema de diagonales en lados exterior e interior, como tubos circulares de diámetro y espesor variable. Las diagonales interiores se cierran con las llamadas costillas diagonales, fuera de la cubierta propiamente dicha y muy evidentes en el conjunto. Para reforzar la resistencia lateral del lado interior se disponen 4 grandes vigas Vierendeel en el plano de la cubierta, una en cada cuadrante. Se utilizan las costillas extremas (ejes 25, 26 y 27) como cordones longitudinales de unas vigas tipo Vierendeel de 10 metros de canto en planta y las líneas definidas por las correas para conectarlos disponiendo perfiles de sección cuadrada totalmente conectados a las costillas (RHS260).

3. Sistema constructivo utilizado. Impacto en el análisis estructural.

El hecho de ser dos semi-cubiertas simétricas y completamente independientes del estadio conllevaba un aspecto constructivo y funcional muy importante, al permitir que las labores de remodelación del estadio y de construcción de la cubierta fueran también independientes. Cada semi-cubierta se construyó separada de su posición final hacia el exterior del estadio: 60 metros en el caso de la cubierta del este y 72.5 metros en el de la del Oeste. Cada una se desapeó completamente en esta posición, sobre trenes apoyados en patines y se deslizaron para conectarse sobre el estadio y anclarse entonces a las cimentaciones definitivas en los cuatro puntos de apoyo. El montaje de la cubierta se produce en tres fases claramente diferenciadas, montaje y desapeo parcial de los arcos, montaje de las semi-cubiertas y por último deslizamiento y conexión de ambas.

3.1 FASE I: Fabricación, montaje y desapeo parcial de los arcos.

En taller, la principal dificultad que presenta la cubierta será el doblado de chapas que llegan a los 100mm de espesor para formar las paredes de los arcos y soportes. Tras preparar los bordes de la chapa plana, el doblado se realiza con una arista punzante que presiona hasta doblar 10° las chapas. El futuro tramo de tubo tendrá en realidad forma poligonal con 36 lados iguales. Una vez fabricados, los tramos de hasta 15m de tubos se embarcan hacia Atenas.



Fig. 7 Preparación de bordes y proceso de doblado de las chapas para los arcos de la cubierta

Para optimizar costes y tiempos de ejecución, las uniones in-situ en el arco superior comprimido son atornilladas (no así las del tubo inferior en tracción, que requiere soldadura de penetración completa). Además Cimolai decide utilizar solo 5 torres provisionales principales, es decir 4 vanos de unos 76 metros. El objetivo en obra es poder soldar el mayor número posible de tramos sobre el suelo para poder luego izar el conjunto, y así abaratar costes. Con 4 vanos, las soldaduras a realizar “en altura” se reducirán a 8, el resto se terminan y controlan sobre el terreno. Sin embargo, los tramos ya conectados en el suelo se izan desde la cabeza de las torres con cables, constituyendo así vanos de 70 metros bi-apoyados. Los esfuerzos y movimientos en vanos tan largos no son despreciables y deberán ser controlados. Se presta especial atención a los momentos flectores en los puntos donde se sitúan conexiones atornilladas de los arcos superiores, y a los giros en los extremos de los vanos para una correcta unión.



Fig. 8 Posición de las torres provisionales principales y tramos de arco

Al concluir los trabajos de montaje de los arcos, se desaparecen parcialmente en las torres a $\frac{3}{4}$ de vano (descenso de 250mm) y totalmente las otras, proceso que descarga 1850 ton sobre cada soporte definitivo, es decir el 70% del peso de acero ya montado. Este proceso tiene dos ventajas que lo justifican: desde el punto de vista del montaje permitirá utilizar la torre central desmantelada en las torres secundarias donde apoyar la estructura de la segunda fase (cubiertas). Desde el punto de vista estructural, como los arcos suponen el 60% de la carga permanente *efectiva* para los elementos de la cubierta (el peso total excluyendo el de los soportes) la descarga es un 42% del peso total final. En la sección transversal central de la cubierta el conjunto de tubos de atado, de borde y arriostramientos de las costillas constituyen un 3% de la sección total, el resto es el tubo de torsión. Esto significa que la colaboración de estos en la resistencia de la estructura primaria es mínima pero si se desaparecieran todo al mismo tiempo los elementos más próximos absorberían una tensión parecida, por la inevitable dispersión de las tracciones en la sección transversal.

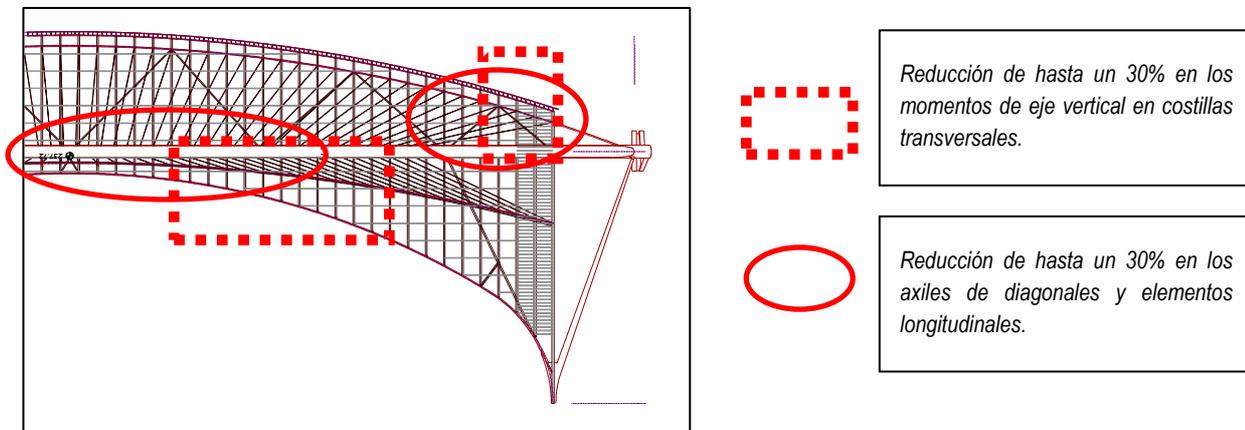


Fig. 9 Ventajas del desapeo parcial de los arcos.



Fig. 10 Desapeo parcial de las 2 parejas de arcos con desfase de 3 semanas. Arco Oeste al fondo ya finalizado.

3.2 FASE II: Montaje y desapeo de las dos semi-cubiertas.

Las costillas se montan en el suelo por parejas con todos los elementos que las conectan. El orden de montaje se organiza de forma que los torsos introducidos en los tubos de torsión sean lo más bajos posible. El montaje se desarrolla en una primera fase desde las torres de $\frac{3}{4}$ de vano hacia el centro completando el espacio entre ejes +/-15.



Fig. 11 Montaje de las costillas por parejas en general e individualmente las más pesadas (ejes 25, 26 y 27).

Al concluir los trabajos de montaje de todos los elementos, las semi-cubierta se desapean totalmente. En esta configuración, las costillas más largas en el interior tienen 70m de voladizo y deben ser reforzadas con celosías auxiliares y provisionales montadas directamente sobre la cubierta (ver figura 12). Al concluir el desapeo y durante la operación de deslizamiento, cada semi-cubierta de casi 9000 ton apoya ya únicamente en los soportes definitivos que a su vez van montados sobre parejas de vigas de apoyo separadas 17.5 metros transversalmente. Por la disposición de elementos que se explica en el punto siguiente cada arco constituye un pórtico en el plano vertical, bi-apoyado a nivel de la base de los soportes. En cambio, en sentido transversal cada arco es un voladizo de 80 metros de altura. En planta las coacciones son biarticuladas (momentos de eje vertical no coaccionados bajo soportes).



Fig. 12 Semi-cubierta liberada de apoyos provisionales.

3.3 FASE III: Deslizamiento de las dos semi-cubiertas y conexión.

Para permitir el deslizamiento de cada soporte se disponen dos carriles paralelos separados 5 metros. Cada viga de apoyo recoge la carga vertical del soporte en el centro y la transmite a 2 pies vía sendos bulones de diámetro 300mm y acero de alta resistencia. La base de los pies está compuesta de PTFE (neopreno-teflón) cuyo coeficiente de rozamiento con el acero se comprobó in situ que era del 2.5%. Siempre se mantienen las condiciones finales de

bloqueo longitudinal únicamente en el lado norte. Por este motivo se instalan también carriles de deslizamiento en planos verticales en los laterales de los muros de hormigón del lado norte, que guiarán toda la semi-cubierta. Unos patines similares a los que conducen las cargas verticales se instalan horizontalmente, junto con un sistema de amortiguación. En cuanto a las fuerzas transversales, la desconexión se produce en los mismos bulones en que los pórticos apoyan sobre los pies, lo que da lugar a un momento torsor residual en las vigas de apoyo y el correspondiente par en los apoyos soporte-viga de apoyo y también en los pies (que no darán lugar a levantamiento en ningún caso).

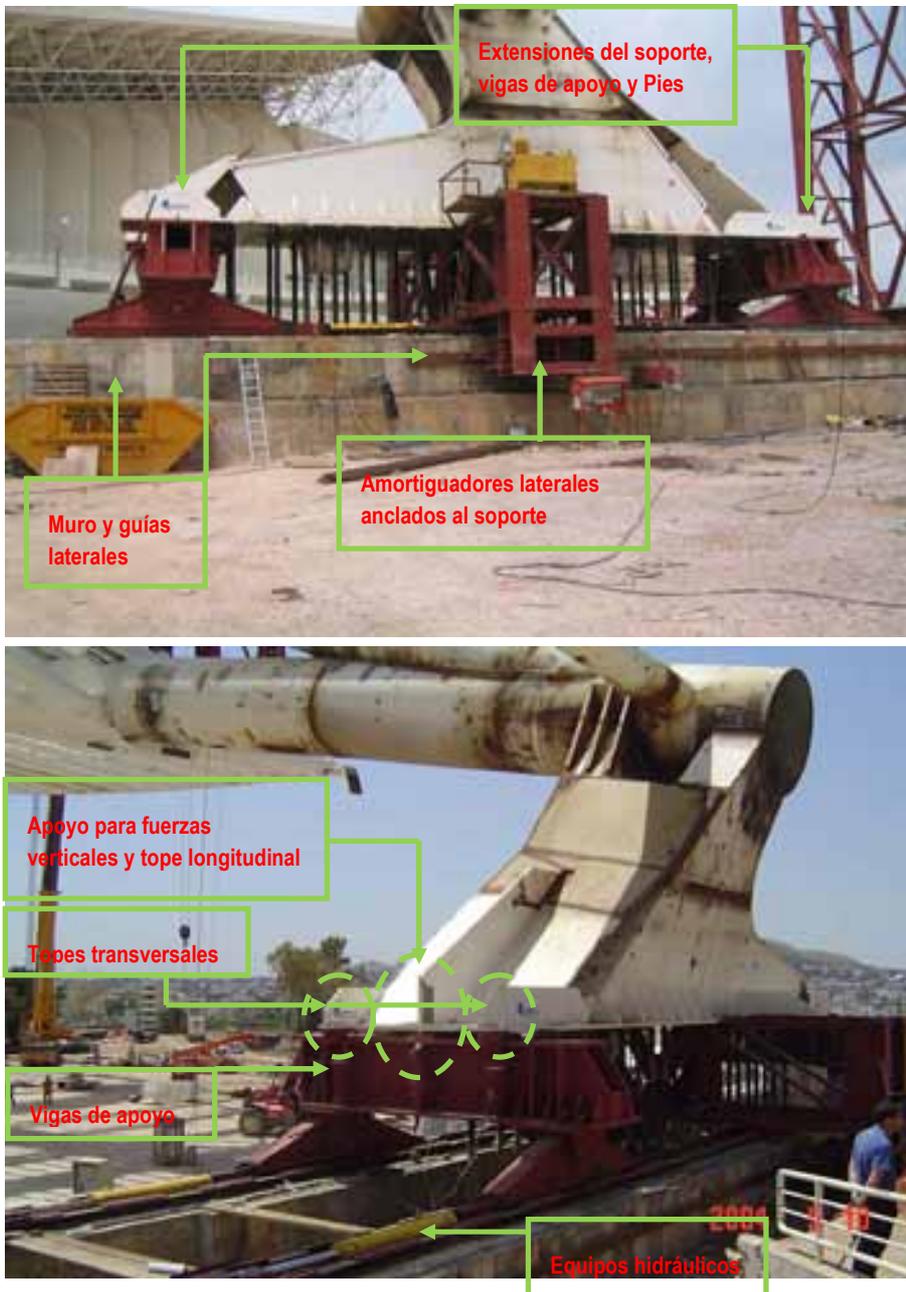


Fig. 13 Elementos necesarios para el deslizamiento de las semi-cubiertas.

Cada pie se conecta a un gato hidráulico que tirará de él, lo que significa 4 hidráulicos por soporte, 8 en total para cada semi-cubierta. El equipamiento necesario para el deslizamiento se resume a continuación:

1. *Los soportes definitivos de la cubierta:* A ellos se sueldan extensiones en dirección transversal para obtener los 17.5 metros entre puntos de apoyo (estos son necesarios para proporcionar a la semi-cubierta la estabilidad adecuada a vuelco transversal). Desde su recepción en obra, los soportes se instalan sobre las vigas de apoyo donde permanecerán durante su soldadura a los arcos y el montaje de todas las costillas. En la fase de deslizamiento reparten (como bi-apoyados) la carga concentrada que baja por los arcos hasta las vigas de apoyo. Como el peso de cada semi-cubierta es excéntrico 2.266 metros hacia el interior, los puntos de apoyo del soporte sobre las vigas también: el apoyo

exterior a 7.2 metros mientras que el interior lo a 10.3 metros. Esto supone una excentricidad de los apoyos de 1.55 metros hacia el interior del estadio y así la carga que transfiere cada apoyo es similar: 2372ton en cada apoyo interior (norte y sur) y 2110ton en cada apoyo exterior.

2. *Las vigas de apoyo:* Conectan los soportes con los pies, teniendo como función repartir la carga de igual manera en ambos pies.

3. *Los dispositivos de deslizamiento:* Los pies están separados 5 metros y se conectan a las vigas de apoyo por medio de bulones. Cada pie consiste en una caja de acero que contiene un bloque de madera (azobe) para repartir la carga del bulón sobre una base de neopreno-teflón (PTFE) de 10mm de grosor. El sistema está diseñado para poder levantar ligeramente cada uno de los 4 pies y así limpiar la superficie de acero debajo de ella o abrir dicha caja para sustituir la madera o el teflón. El pie está diseñado para soportar una carga de 1500 ton. Al estar el bulón centrado sobre la planta del pie, el bloque de madera asegura un reparto uniforme de la presión sobre la superficie de contacto teflón-acero, lo que evita problemas de abolladura o plastificaciones locales durante el deslizamiento.

4. *Los amortiguadores laterales:* Los patines y amortiguadores laterales guían el movimiento y se cuelgan desde el soporte Norte de cada semi-cubierta mediante celosías metálicas. En el lado sur se instala un sistema similar, aunque se mantienen a una distancia mayor del muro de hormigón y sólo se utilizarán en caso de tener que detener la operación, para poder bloquear la semi-cubierta también desde el ese lado.

El deslizamiento concluye cuando los nudos principales de las dos semi-cubiertas se encuentran separados teóricamente 160mm, que se dejan como tolerancia, completándose el espacio real que quede con bridas de acero. La posición final de cada semi-cubierta queda definida por las tolerancias en las barras de anclaje en cada soporte.

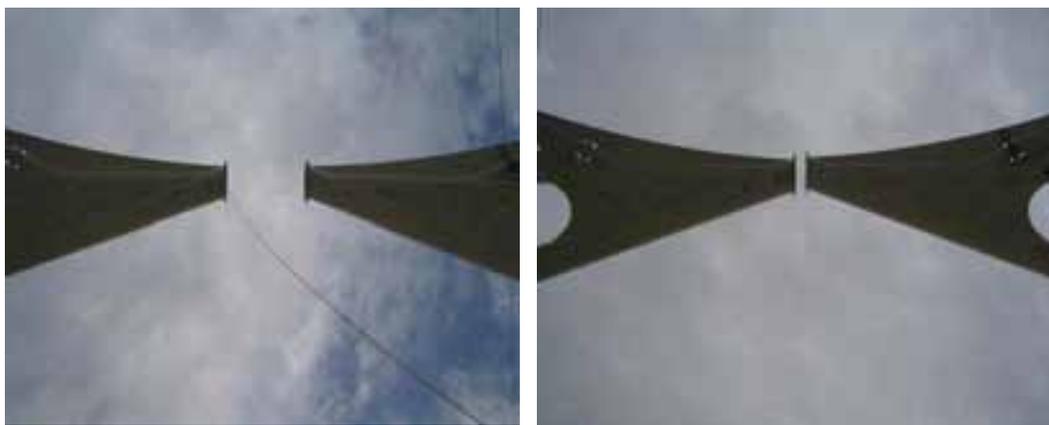


Fig. 14 Final del deslizamiento en el punto de conexión de ambas semi-cubiertas.

El paso siguiente a la unión de ambas semi-cubiertas es conectar los soportes a la cimentación definitiva y crear las condiciones de apoyo definitivas (bloqueo de momentos transversal y vertical). En este punto del montaje las costillas más largas junto con las costillas diagonales dejan de funcionar estructuralmente como voladizos de 70m para hacerlo como sistemas de vigas bi-empotradas de 140m. Pese a que se empotran en el tubo de torsión, hay que decir que el punto de encuentro está relativamente cerca del soporte ya conectado a la cimentación y por esto la eficacia del empotramiento es elevada. Sólo tras realizar estas operaciones es posible retirar las cerchas provisionales instaladas sobre los ejes 25 a 27 (que proporcionaban un canto mayor a los voladizos en el arranque).

4. Análisis estructural. Modelo de cálculo

4.1 Geometría y fases de construcción.

Cualquier modelo de cálculo de esta obra que pretenda obtener un diagnóstico estructural adecuado de la cubierta acabada tiene que tener en cuenta los siguientes condicionantes:

1. *Las fases de ejecución.* Hasta 9 sub-fases se incluyen en el modelo general de cálculo de la estructura. Estas fases permiten analizar situaciones intermedias que se han demostrado más desfavorables en algún sentido (estabilidad transversal de los arcos), a la vez que “recordar” dichas fases en la evaluación del estado de deformaciones y tensiones de la estructura terminada.

2. *La no-linealidad geométrica.* En el modelo general esto se incorpora al incluir en todos los análisis de carga el efecto P-delta, que incorpora el efecto del esfuerzo axial en cada elemento a la evaluación de las rigideces del mismo. Combinado con una imperfección inicial, esto permite evaluar la viabilidad estructural (tanto de estabilidad como en tensiones) de los elementos principales de la cubierta.

3. *La geometría incluye las contraflechas.* Una vez aprobadas estas se incluyen en la geometría de los arcos, de forma que terminen siendo planos aunque no partan de una geometría totalmente plana.

4. *Simulación de costillas de canto variable.* La geometría incorpora elementos placa y elementos barra para simular las costillas de canto variable, incluyendo rigidizadores y diafragmas. De esta forma se pretende obtener un modelo que también permita evaluar la estabilidad frente a pandeo lateral de las costillas (ver figura 15).

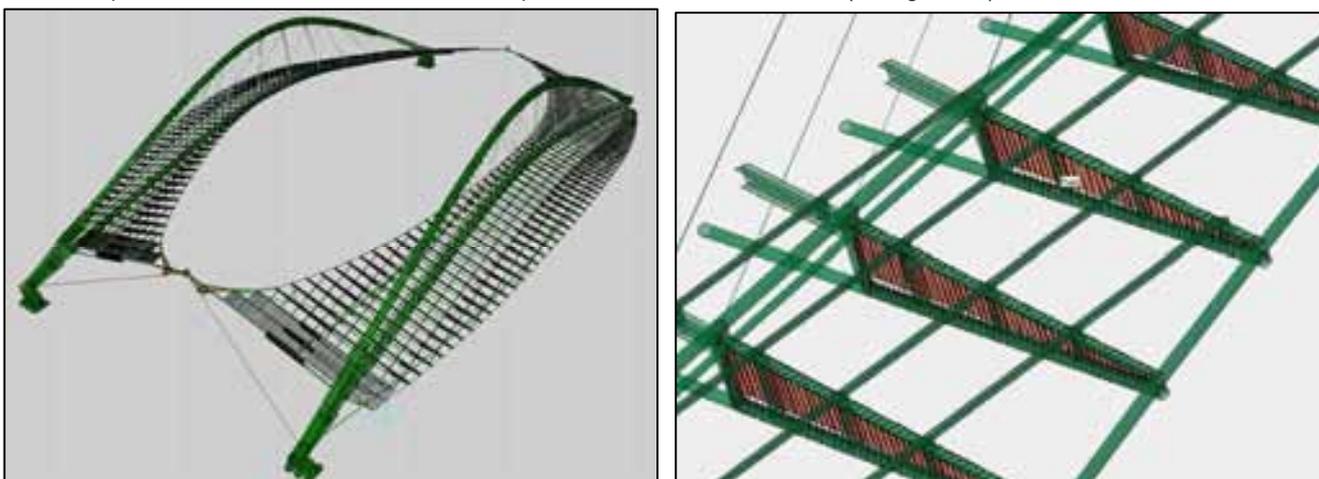


Fig. 15 Geometría del modelo de cálculo y detalle de simulación de costillas de canto variable (elementos placa y barra).

5. *Simulación de cables.* Para simular cables el modelo incorpora elementos barra desconectados a momentos en ambos extremos, en las posiciones exactas de los puntos de anclaje. Para validar dicha simulación, se requiere comprobar en todas las situaciones de cálculo que dichos elementos aparecen con la tracción suficiente. Valores bajos de la tracción en cables obligaría a tener en cuenta los efectos de una flecha excesiva en rigidez y comportamiento del cable. Por último, señalar que la incorporación de cables obliga a realizar análisis dinámicos particularizados a la geometría y tracción de cada uno para descartar fenómenos dinámicos derivados del viento.

4.2 Cargas.

1. *Carga permanente:* Además de ajustar las densidades de los materiales (según zonas) hasta alcanzar las 17950ton de acero, hay que introducir 570 toneladas de aluminio y policarbonato de la cubierta.

2. *Sobrecarga:* Se decide dar a la carga de instalaciones sobre la cubierta el carácter de sobrecarga. La sobrecarga de mantenimiento real en una cubierta de estas características no tiene impacto alguno en el diseño.

3. *Acción sísmica:* se decide estudiar por dos vías diferentes, por un lado se aplica una carga en forma de espectro sísmico un análisis dinámico. En este sentido, para el cálculo de los modos de vibración se toma la rigidez de la estructura con su geometría y condiciones de apoyo finales, así como la reducción de rigidez en flexión para elementos fuertemente comprimidos como los arcos.

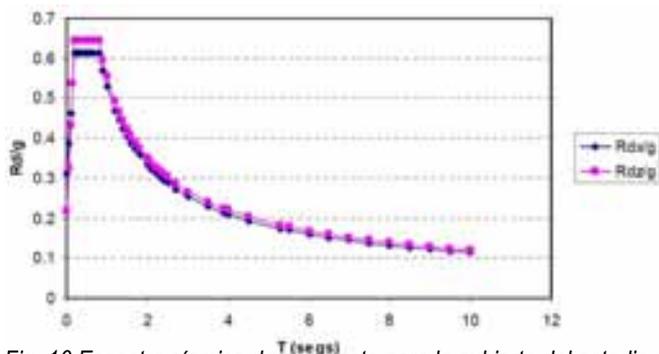


Fig. 16 Espectro sísmico de respuesta para la cubierta del estadio olímpico.

Por otro lado, se lleva a cabo un análisis estático equivalente que permita incluir posibles efectos de segundo orden en los arcos.

En ambos casos, los parámetros que definen el espectro aplicable se deducen de la norma griega de aplicación para cálculo de estructuras sometidas a sismo (EAK-2000).

4. *Viento*: Por su singularidad, la estructura de la cubierta del estadio ha sido sometida a un ensayo en túnel de viento para determinar las cargas de viento sobre la misma. El ensayo y post-proceso de los resultados se elaboró por *Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory (BLWTL)* siendo supervisado por *Santiago Calatrava S.A. (SCSA)*.

Un método para la determinación de la respuesta estructural frente a las cargas obtenidas del ensayo se define en el informe del *BLWTL* titulado “*A Study of Wind Effects for The Athens Olympic Stadium Roof and Velodrome Roof, Athens - Equivalent Static Loads and Deduced Load Effects*” de Septiembre de 2002. De este se obtiene la distribución de presiones y combinaciones de las mismas a aplicar a la cubierta así como las presiones locales máximas para dimensionado de elementos de cubrición.

5. *Nieve*: Las cargas de nieve se calculan en base al Eurocódigo 1 y su documento base de aplicación para Grecia. El valor característico de dicha carga para la Zona de Atenas es 50kgf/m^2 en el momento de la entrega del estudio. Se adoptan dos distribuciones posibles para la nieve, simétrica con toda la cubierta cargada y asimétrica con 1 solo lado de cada arco en carga (el mismo lado para ambas semi-cubiertas)

6. *Temperatura*: Se considera una variación térmica uniforme de $\pm 30^\circ\text{C}$, de acuerdo con EC-1 y su documento nacional de aplicación en Grecia.

7. *Imperfecciones en los arcos*: El primer modo de pandeo proporciona la forma más conservadora de distribución de imperfecciones a introducir en los arcos para poder realizar un análisis correcto en segundo orden con imperfección inicial. Para estimar su valor se recurre a la DIN18800 parte 2 que proporciona relaciones adecuadas para el caso de elementos curvos como los arcos. Para tubos conformados en frío, la curva de pandeo B proporciona en el caso del estadio 0.312 m .

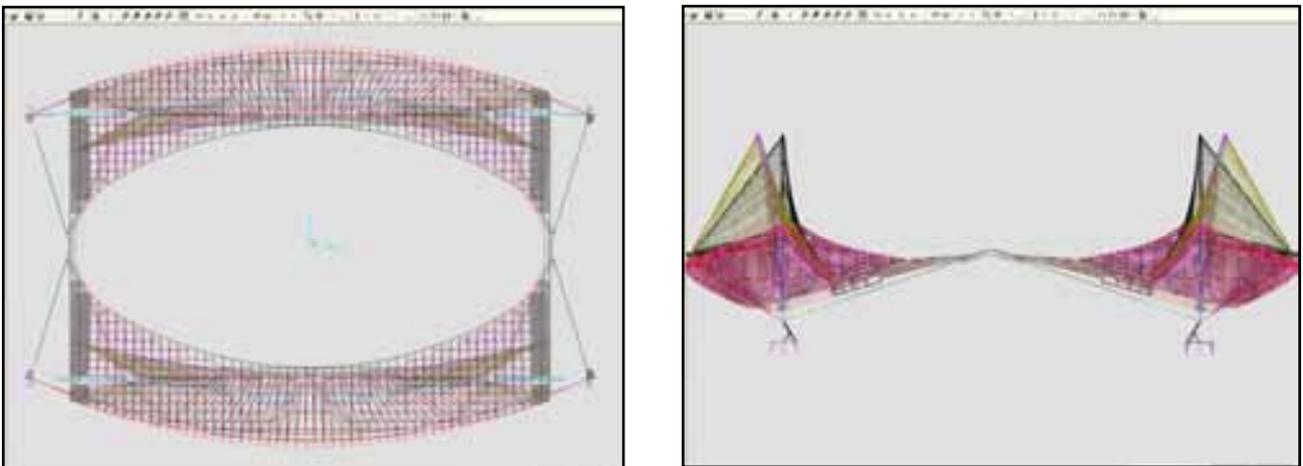


Fig. 17 Primer modo de pandeo global lineal (modo simétrico). Se muestra planta y alzado transversal.

5. Conclusión.

En el presente trabajo se han descrito las características estructurales más destacables de la cubierta del Estadio Olímpico de Atenas. Se ha querido dar peso al proceso de ejecución por ser quizás el aspecto de la ingeniería en que la cubierta resulta más singular, pero también por su importancia en el análisis estructural de la misma. Así, se ha descrito un proceso constructivo que permitió independizar las labores de remodelación del estadio con las de la construcción de la estructura metálica de su cubierta, permitiendo un ahorro sustancial en tiempo y dinero.

Se han esbozado algunos de los análisis que se llevaron a cabo para el diseño, de los cuales podemos destacar los más relevantes: análisis evolutivo de la estructura, que no puede analizarse con un modelo lineal de geometría final, análisis del arco superior como elemento comprimido y por tanto susceptible de inestabilidades globales, el análisis de las costillas como elementos esbeltos frente a pandeo lateral.