

Nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel

Algiers airport. New west terminal

Iago González Quelle^{*a}, Rosa González Ruiz^b y Horacio Gabriel Pieroni^c

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. MEng in Membrane Structures. Qube / Universidad Politécnica de Cartagena. Socio Fundador / Profesor Asociado. Murcia, España

^bIngeniero Técnico de Obras Públicas. Áliva Ingenieros. Directora. Madrid, España.

^cIngeniero Civil. Metra Ingenieros. Director. Buenos Aires, Argentina

Recibido el 22 de octubre de 2018; aceptado el 20 de mayo de 2019

RESUMEN

En el presente artículo se presenta, fundamentalmente, la concepción estructural y diferentes aspectos específicos de la estructura de la nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel. Se trata de una obra de grandes dimensiones, proyectada y ejecutada en un tiempo muy reducido, con la complejidad de encajar un diseño singular en una zona de alta sismicidad. El trabajo realizado por nuestro equipo consistió tanto en el proyecto de la estructura del edificio de la nueva terminal, como en el de otros edificios e infraestructuras auxiliares: viaductos y pasarelas peatonales de acceso, pasarela de conexión entre ambas terminales (nueva y existente), prepasarelas, centrales termofrigorífica y central eléctrica. Es una obra en la que se han empleado distintos materiales estructurales: hormigón armado, pretensado, estructura metálica, y materiales textiles. Debido a lo extenso el proyecto en su globalidad, el artículo se centra específicamente en el proyecto de la estructura de la nueva terminal.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: aeropuerto, sismo, diseño estructural, estructura metálica.

ABSTRACT

In this article, the conceptual design and some specific details of the structural design project the new West Terminal of Algiers Airport are presented. It is a large-scale project, designed and built in a very short time, with the complexity of fitting a singular design in an area of high seismicity. The work carried out by our team consisted both in the structural design project of the new terminal building, and other buildings and auxiliary infrastructures: viaducts and pedestrian access walkways, connection walkway between both terminals (new and existing), boarding bridges, thermo-refrigeration plants and power plant. It was a work in which different structural materials had been used: reinforced concrete, prestressed concrete, steel structures, and textile materials. The article focuses specifically on the project of the structure of the new terminal.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: airport, earthquake, conceptual design, steel structure.

1. INTRODUCCIÓN

La nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel forma parte del plan de ampliación del aeropuerto de Argel, que permitirá incrementar su capacidad desde los 12 hasta 22 millones de pasajeros anuales.

El proyecto de la nueva terminal fue adjudicado en 2013 a la unión temporal de empresas formada por Prointec, Llewelyn Davies y Brea. El proyecto de estructura, desde la fase de diseño conceptual hasta su aprobación final, fue desarrollado íntegramente por una *Joint Venture* formada por Áliva Ingenieros, QL Ingeniería (actualmente Qube) y

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: Iago González Quelle i.gonzalez@qubeingenieria.com



Figura 1. Imagen general de la Nueva Terminal Oeste desde la nueva Torre de Control.

Metra Ingenieros. Posteriormente, se participó durante la ejecución como asistencia técnica a la dirección de obra, llevada a cabo por la empresa Prointec.

La obra fue adjudicada en el año 2014 a la empresa constructora China State Construction Engineering Corporation (CSEC) por un importe de 800 millones de Euros. La entrada en servicio de la nueva terminal tuvo lugar en abril de 2019.

1.1. Principales condicionantes del Proyecto.

En todo proyecto se parte de unas premisas y/o condiciones de contorno sobre la base de las cuales se desarrolla una solución que, a juicio del proyectista, es la más razonable para hacer frente a todos estos condicionantes. En el caso particular de este proyecto, los principales condicionantes se pueden resumir a continuación:

Arquitectónicos:

- Se buscaba un especial cuidado en el diseño de los detalles de conexión entre elementos estructurales, especialmente en todos los relativos a la estructura metálica.
- La cubierta de la terminal se definió a partir de una geometría predeterminada, que buscaba un aspecto fluido de la misma, y se impuso la condición de cubrir la totalidad del procesador (aproximadamente 108 m de luz) sin apoyos intermedios.
- En las fachadas se optó por un planteamiento relativamente sencillo que mantuviese una armonía con la modulación con el resto del edificio.
- Necesidad de incorporar, dentro del esquema general, la presencia de tres *Eco-Cell* en el procesador.

Estructurales

- La acción sísmica fue absolutamente determinante a la hora de abordar el proyecto e integrar en el mismo todos

los requisitos habituales de las edificaciones de carácter aeroportuario junto con las soluciones singulares requeridas por el proyecto de arquitectura. Se partía de una aceleración sísmica base (aceleración en el terreno) de 0.50 g.

De Gestión y plazos:

- El proyecto, desde la fase inicial de colaboración en el diseño conceptual con los arquitectos, hasta su aprobación final por parte del CTC (*Organisme National de Contrôle Technique de la Construction*) se desarrolló en un plazo aproximado de unos 10 meses.
- El proyecto se desarrolló por medio de equipo “multinacional”, con culturas de proyecto y procedimientos de trabajo muy diferentes.
- El propio equipo que desarrolló el proyecto de estructura estaba formado por tres empresas diferentes, jóvenes, y localizadas físicamente en tres ubicaciones distintas.

2. PROYECTO DE ARQUITECTURA. DESCRIPCIÓN GENERAL

Desde el punto de vista arquitectónico, se buscaba dotar al edificio de un aspecto fluido, predominando las geometrías curvas en la envolvente exterior, mientras el interior se caracteriza por amplios espacios abiertos priorizando la presencia de luz natural, en línea con las últimas tendencias en diseño aeroportuario.

La nueva terminal consta de dos zonas conceptualmente diferentes e independientes: Procesador y dique. En el primero la superficie en proyección de la planta es de 40 000 m², con unas dimensiones máximas de 324x195 m, y de 11 450 m² en el segundo, con unas dimensiones máximas de aproximadamente 261x45 m. La posición de estas zonas puede apreciarse en la sección longitudinal que se muestra en la [figura 4](#).



Figura 2. Infografía de la nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel (© Llewelyn Davies).



Figura 3. Infografía del interior del edificio de la nueva terminal, con las Eco-Cell en la zona central (© Llewelyn Davies)

Desde el punto de vista de su distribución en alzado el edificio se organiza tal y como se indica a continuación:

- Nivel de llegadas: Cota +0.00.
- Planta *Mezzanine*: Cota +4.80.
- Nivel de salidas: Cota +9.00.
- Galería superior: Cota +13.80.

La planta de sótano se dispone a la cota -7.50 en el procesador, y a la -3.50 en el dique. La galería, en el dique, únicamente ocupa una pequeña zona en el extremo más próximo al lado aire. En el procesador, adicionalmente, se dispone una cubierta sobre la galería superior a la cota +18.30. Tanto el nivel de salidas como el de llegadas cubren la práctica totalidad de la proyección en planta del edificio, mientras que el resto de los niveles únicamente la ocupan parcialmente.

Las denominadas *Eco-Cell* son, básicamente, tres patios interiores dispuestos en la zona central del procesador para permitir la entrada de luz natural y constituir una parte muy importante del diseño del interior del procesador.

3. PROYECTO ESTRUCTURAL

3.1. Descripción general de la estructura.

En este apartado se realiza una descripción general de los elementos estructurales más relevantes del nuevo edificio terminal. En apartados posteriores se profundiza en algunos

de los aspectos más relevantes del diseño y cálculo estructural de los mismos.

Dentro de la estructura del nuevo edificio terminal pueden diferenciarse hasta cinco subsistemas estructurales, cada uno de los cuales da respuesta un problema funcional y/o estructural diferente:

Cimentación:

La cimentación, debido a la baja capacidad portante del terreno y a la elevada posición del nivel freático (que alcanzaba la cota -5.00), se proyectó tanto en el dique como en el procesador mediante una cimentación profunda con pilotes (1.20 y 1.50 m de diámetro y longitudes de entre 35.0 y 42.50 m) dispuestos sobre encepados y conectados mediante una losa de cimentación.

Forjados + Estructura Vertical:

El sistema general adoptado como sistema de arriostramiento sísmico en la estructura fue un sistema mixto o dual de pórticos y pantallas de hormigón armado.

Los forjados se resuelven, en general, con unas luces de 9.0 x 9.0 m, con vigas de 0.70 x 0.60 m. En algunas zonas la luz se incrementa hasta los 18.00 m, recurriendo en este caso a vigas de 1.00 o 1.50 m de ancho y 1.20 m de canto.

Entre las vigas se disponen losas macizas de 25 cm de espesor, que se incrementan puntualmente hasta los 28 o 32 cm en algunas zonas muy localizadas.

Eco-Cell.

Las *Eco-Cell* son, básicamente, unos módulos independien-

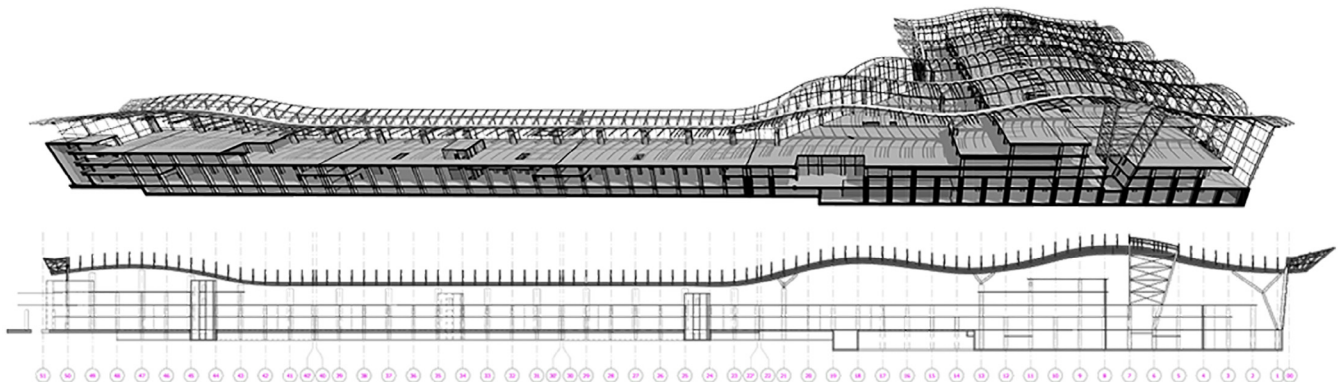


Figura 4. Sección longitudinal del edificio. El dique, a la izquierda, se divide en tres bloques independientes. En la zona derecha, de mayor ancho, se dispone el procesador.

tes de aproximadamente 24 m de altura que funcionan estructuralmente en voladizo. De este modo, no actúan como elementos de arriostramiento de la cubierta maximizando la transparencia visual de las mismas.



Figura 5. Aspecto final de una de las Eco-Cell.

Cubierta.

La cubierta se organiza a partir de un conjunto de pórticos de canto variable dispuestos paralelamente cada 36.0 m. La sección de los pórticos es trapezoidal y variable, con un canto mínimo de 1.25 m, y un canto máximo de 3.25 m. El ancho es igualmente variable, entre 1.45 y 2.45 m.

Los pórticos se conectan transversalmente mediante arcos de directriz circular separados 4.50 m. Estos arcos tienen una sección de tipo doble T entre los pórticos y se resuelven mediante secciones tipo cajón en ambos testeros, donde vuelan 9.00 m desde el plano de fachada. Sobre los arcos se dispone una chapa grecada que salva los 4.50 m de luz y permite la formación de una cubierta tipo Deck.

Los pórticos principales, en proyecto, salvaban una luz de 108.0 m medidos en el arranque de las pilas. La configuración de las pilas reducía notablemente la luz real de cálculo y los esfuerzos en la cubierta:

- *Pilas "Tipo 1"*: Se disponen en la fachada principal (lado tierra) y en ellas pueden identificarse, claramente, dos tramos. En el tramo superior se disponen dos perfiles tubulares circulares paralelos hacia el interior de la terminal y un perfil adicional hacia la fachada, conformando la "V" que, junto con el montante de fachada, actúa como elemento de retenida y permite cerrar el circuito de fuerzas de tracción/compresión. Estos tres elementos confluyen en un nudo central, de acero moldeado, a partir del cual los dos perfiles tubulares principales se dividen en dos. Esta "apertura" de los perfiles tiene lugar, fundamentalmente, para dotar

a la pila de mayor inercia transversal, reduciendo su longitud de pandeo

- *Pilas "Tipo 2"*: Estas pilas cuentan con un tramo inicial de hormigón conectado a los forjados hasta el nivel de la galería comercial. A partir de esta cota, la sección de hormigón continúa hasta el arranque de la pila metálica, en forma de "V", que se realiza a través de una pieza de acero moldeado.

Posteriormente, esta solución fue modificada en la fase de ejecución, sustituyendo las vigas cajón previstas inicialmente por cerchas en celosía. Tras un consenso entre la empresa constructora, la propiedad y la dirección de obra se incluyó asimismo un apoyo intermedio (inicialmente descartado en fase de proyecto por cuestiones de tipo arquitectónico).

En el dique la cubierta presenta un aspecto estético análogo al de la cubierta del procesador, pero con un comportamiento y concepción estructural completamente diferente. Las vigas cajón (también modificadas en la fase de ejecución por cerchas en celosía, para mantener la continuidad visual con el resto de la estructura), dispuestas en las alineaciones centrales del procesador ("R" y "U") reducen su canto en la zona de transición del procesador al dique, en el que continúan con un canto constante de 1.25 m.

Transversalmente a las vigas cajón se disponen, al igual que en el procesador, un conjunto de arcos paralelos con una separación de 4.5 m que, salvan igualmente una luz de 36.0 m. En continuidad con las vigas cajón los arcos de cubierta se prolongan 9.0 m a ambos lados de las mismas, contando con un apoyo puntual en los montantes verticales de la fachada hasta alcanzar el ancho total del dique, de 54.00 m.

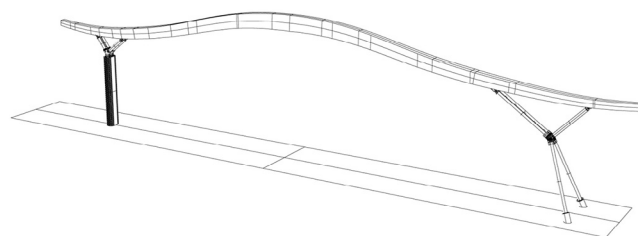


Figura 6. Esquema general de un Pórtico tipo de la cubierta.

Fachadas.

La estructura de las fachadas de la nueva terminal, si bien mantiene un mismo aspecto estético global, presenta en algunos casos un comportamiento pasivo en relación con la estructura principal del edificio, mientras que en otros casos (fundamentalmente en el procesador) también desempeña un papel fundamental en la transmisión de las acciones sísmicas desde la cubierta hasta la cimentación.

La composición de la fachada está formada por un muro cortina autoportante y una estructura secundaria auxiliar, que es la que forma parte del proyecto de estructura, y que presenta las siguientes características:

- *Montantes o elementos principales*: Se disponen de modo general cada 9.00 m, en coordinación con la modulación general del edificio y, salvo en las fachadas laterales,



Figura 7. Imagen general de la cubierta del procesador, con los viaductos de acceso en primer plano.



Figura 8. Cubierta del procesador, durante la fase de montaje, donde puede apreciarse el apoyo central.

con una inclinación de 10° respecto a la vertical. Los montantes están articulados en su arranque y en su coronación. La sección está formada por un cajón armado en el que los tramos adyacentes a las articulaciones son de sección variable, mientras que el tramo central es de sección constante con un canto de entre 500 mm y 1000 mm en función de las zonas.

- **Elementos Secundarios:** Los elementos secundarios se disponen horizontalmente, apoyados en los montantes principales, con una separación de 4.50 m. En estos elementos se interponen cables verticales cada 3.00, con objeto de minimizar los desplazamientos verticales de la estructura. Estos cables están dispuestos cada 3.00 m, reduciendo la luz de cálculo para cargas gravitatorias, mientras que, para los esfuerzos horizontales (sismo y viento), la luz de cálculo es de 9.00 m. Estos elementos son perfiles tubulares de sección rectangular y dimensiones 300x100 mm o 250x100.

En aquellas zonas donde la fachada forma parte activa del sistema de arriostramiento frente a los esfuerzos horizontales

se dispone un conjunto de cruces de San Andrés formadas por parejas de barras de acero S460 y 48 mm de diámetro, giradas 90° entre sí.

3.2. Criterios de diseño conceptual. Aspectos más relevantes.

El encaje estructural del edificio fue el resultado de un largo proceso de aproximaciones e iteraciones sucesivas, desde unos primeros conceptos iniciales y modelos de cálculo parciales, hasta desarrollar unos modelos más refinados que reflejaban la estructura, tanto del dique como del procesador en su conjunto.

El presente apartado pretende ilustrar, del modo más esquemático posible, el proceso llevado a cabo para el diseño, encaje y definición de los diversos elementos estructurales que forman parte de la estructura del nuevo edificio terminal.

Los elementos estructurales se presentan siguiendo el mismo orden en el que se fueron estudiando durante la fase de estudio de alternativas y diseño conceptual.

Previamente, teniendo en cuenta que la acción sísmica supuso un aspecto esencial en todo el proceso de diseño del edificio, se realiza una breve descripción de las acciones

sísmicas adoptadas y los condicionantes más destacados desde el punto de vista del diseño sísmico.

3.2.1. Acciones y criterios generales de diseño sísmico.

Argelia es un país con una notable actividad sísmica. El último gran terremoto se produjo en el año 2003, con una magnitud de 6.7 grados en la escala Richter, y un saldo de más de 1000 fallecidos.

El documento que regula las bases de diseño y acciones a adoptar desde el punto de vista sísmico es el "Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.8 Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003" (en adelante RPA99) [1].

3.2.1.1. Definición de la acción sísmica.

El procedimiento empleado para el análisis sísmico de la estructura fue el método modal espectral, en el que la acción sísmica está representada por medio de un espectro de respuesta (Sa/g), en este caso el definido por la RPA 99:

$$1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$2.5 \eta 1.25 A \left(\frac{Q}{R} \right) \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$2.5 \eta 1.25 A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$2.5 \eta 1.25 A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \quad T > 3s$$

Donde:

- A: Coeficiente de aceleración de zona.
- η : Factor de corrección del amortiguamiento (cuando este es diferente del 5%).
- R: Coeficiente de comportamiento de la estructura (coeficiente de ductilidad).
- T_1, T_2 : Periodos característicos asociados a la categoría del sitio (función del tipo de terreno).
- Q: Factor de "calidad". (factor que depende de las características geométricas del edificio).

El coeficiente de aceleración de zona "A" se determina en función de la zonificación sísmica (0, Ia, Ib, II o III) y del tipo de grupo de uso. La zona de mayor intensidad sísmica es la zona III, que se localiza en el entorno de la ciudad de Argel.

La tabla 1, extraída de la RPA muestra los coeficientes de aceleración de zona en función del grado de importancia del edificio y de la zona sísmica en la que se localiza.



Figura 9. Aspecto general del dique.

TABLA 1

Coefficientes de aceleración de zona en función de la zona sísmica y del grado de importancia del edificio.

| Grupo de Uso | Zona Sísmica | | | |
|--------------|--------------|------|------|------|
| | I | Ila | Ilb | III |
| 1a | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1b | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

Como se ha comentado, el edificio se localiza en la zona III, y su categoría de uso corresponde a la 1a. El terreno es de tipo S4, y para el factor de calidad "Q" (dependiente de aspectos como la redundancia, regularidad, etc), adoptó un valor de 1.20. A partir de estos parámetros, y del coeficiente de comportamiento "R", que se expondrá a continuación, se determinó el espectro de respuesta empleado para la determinación de las acciones sísmicas.

3.2.1.2. Sistemas de arriostramiento sísmico.

La normativa RPA99 define una serie de tipologías o sistemas estructurales aceptados, agrupados en función de su capacidad de disipación de energía en función de la naturaleza de los materiales, el tipo de construcción y su capacidad de redistribución de esfuerzos en régimen post-elástico.

Todo edificio proyectado en Argelia debe ajustarse a alguno de estos sistemas y en función de ello se adopta el valor del coeficiente de comportamiento "R" de la estructura con el que se ajusta el espectro de diseño.

Teniendo en cuenta las particularidades del diseño desde el punto de vista arquitectónico y la posibilidad de



Figura 10. Estructura de fachada, en la zona de interconexión entre procesador y dique, en construcción. Se aprecian las parejas de barras del sistema de arriostramiento en primer plano.

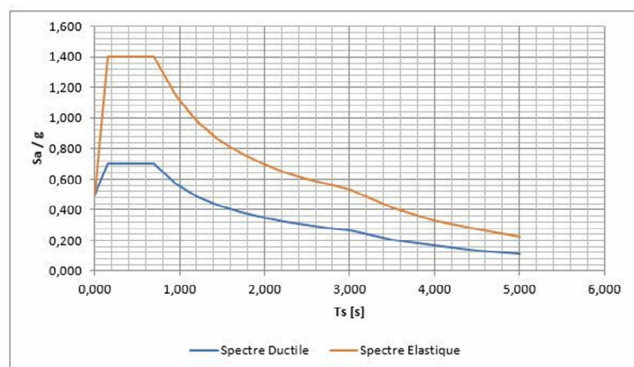


Figura 11. Espectro elástico y de diseño empleado para el Proyecto del nuevo edificio Terminal.

emplear sistemas de arriostamiento sísmico diferentes en las dos direcciones, y también entre distintos subsistemas estructurales (estructuras de hormigón en estructura vertical y forjados, y metálica en cubierta), se disponía de un cierto margen de libertad, siempre que los subsistemas fueran claramente identificables y se pudieran clasificar dentro de alguno de los 17 tipos de sistemas de arriostamiento sísmico aceptados por la normativa. De estos 17 tipos, algunos no podían ser empleados debido a la localización y/o configuración del edificio, lo cual reducía estos tipos a los 12 que se muestran en la [tabla 2](#).

En cualquier caso, la normativa impone la adopción de la ductilidad asociada al sistema más restrictivo y cualquier decisión de adoptar sistemas híbridos, o no claramente asociados a uno de los sistemas establecidos, debía consensuarse previamente con la entidad de supervisión, que en Argelia es obligatoriamente el *Organisme National de Contrôle Technique de la Construction* (en adelante CTC) para todos los proyectos de edificación.

El coeficiente de ductilidad adoptado en el proyecto y los condicionantes que justifican su elección se exponen en el [apartado 3.3.2.1](#) del artículo.

TABLA 2

Sistemas de Arriostamiento Sísmico Aceptados por la Normativa (RPA99) y Coeficiente de comportamiento “R” asociado.

| Material Estructural | Categoría | Tipología Estructural | R |
|---|-----------|--|-----|
| Hormigón Armado | 2 | Sistema de arriostamiento constituido por muros de cortante | 3.5 |
| | 3 | Sistema de arriostamiento constituido por núcleos de hormigón amado | 3.5 |
| | 4a | Sistema dual de arriostamiento formado por pórticos y muros de cortante de hormigón armado, con justificación de la interacción. | 5 |
| | 4b | Sistema dual de arriostamiento formado por pórticos y muros de cortante de hormigón armado. | 4 |
| | 6 | Sistema de tipo Péndulo Inverso. | 2 |
| Acero | 8 | Pórticos autoestables dúctiles | 6 |
| | 9a | Sistema de entramado arriostado por cruces de San Andrés | 4 |
| | 9b | Sistema de entramado arriostado por elementos tipo “V” | 3 |
| | 10a | Sistema de arriostamiento dual entre pórticos autoestables dúctiles y cruces de San Andrés | 5 |
| | 10b | Sistema de arriostamiento dual entre pórticos autoestables dúctiles y elementos tipo “V”. | 4 |
| | 11 | Pórticos en voladizo | 2 |
| Otras Estructuras (Compuestas por Combinaciones de Diversos Materiales) | 13 | Estructuras metálicas arriostadas mediante diafragmas. | 2 |
| | 14 | Estructura metálica arriostada por núcleos de hormigón armado | 3 |
| | 15 | Estructura metálica arriostada por muros de cortante de hormigón armado | 3.5 |
| | 16 | Sistema de arriostamiento combinado entre un núcleo de hormigón armado interior y pórticos metálicos en fachadas | 4 |

3.2.1.3. Criterios para el encaje sísmico de la estructura.

Como es habitual en todo país sensible desde el punto de vista sísmico, un criterio fundamental a la hora de abordar el encaje estructural de una estructura de edificación es la limitación de las deformaciones horizontales bajo la acción del sismo. El apartado 5.10 de la RPA99 especifica que el desplazamiento relativo entre dos plantas no debe superar un 1.0 % de la altura de la planta. Este desplazamiento se calcula como: $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$, donde:

δ_{ek} : Desplazamiento debido a las fuerzas sísmicas, para el espectro de cálculo.

R: Coeficiente de comportamiento de la estructura (coeficiente de ductilidad).

Adicionalmente, existen otro tipo de verificaciones que deben realizarse en fases más avanzadas del diseño, y que en algunos casos pueden suponer también reajustes en las dimensiones o configuraciones de determinados elementos estructurales.

Otro condicionante que establece la RPA99 (artículo 7.4.3.1), es la limitación del esfuerzo axial reducido ($v = Nd / (Bc \cdot fc, 28)$) a un valor inferior a 0.30 bajo la acción del Estado Límite Accidental de Sismo. La dimensión de los pilares, por lo tanto, viene fijada directamente por este criterio en función de su nivel de sollicitación axial.

3.2.2. Diseño conceptual de la estructura.

3.2.2.1. Cubierta

Los primeros estudios llevados a cabo tuvieron lugar para realizar una primera aproximación al diseño conceptual y encaje de la cubierta, estableciendo un primer rango de dimensiones para los elementos estructurales en función de la geometría y acciones que solicitaban la estructura. La modulación se estableció en base a 8 o 9 metros, un rango de luces habitual en infraestructuras aeroportuarias, a partir del cual se analizaron soluciones con distancias de entre 36.00 y 45.00 m entre los pórticos principales. La cubierta debía salvar la luz existente entre las

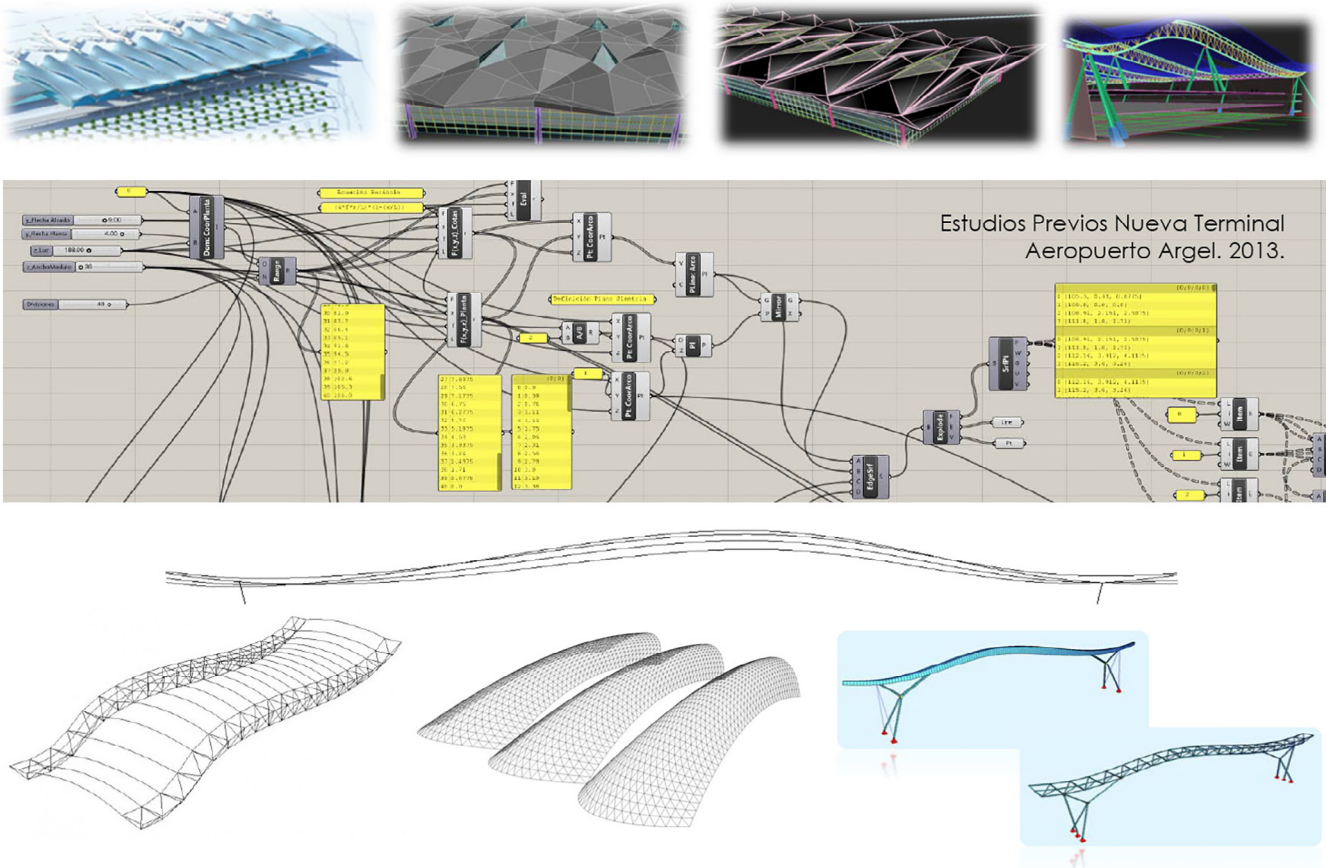


Figura 12. Esquema general de estudios previos y modelos parciales para el encaje de la cubierta del nuevo edificio terminal. En la zona superior de la imagen se muestran las tres alternativas arquitectónicas analizadas (izquierda: malla monocapa de doble curvatura; centro: cubierta tipo origami; derecha: pórticos principales y estructura secundaria transversal). En la zona central de la imagen se muestran los algoritmos de programación visual con Grasshopper, que permitían controlar las diversas alternativas geométricas. En la zona inferior de la imagen se muestran algunos de los modelos geométricos y estructurales generados a partir de la programación visual (superior: variaciones geométricas de la curvatura de la cubierta; izquierda: pórticos tipo celosía, centro: malla monocapa; derecha: modelos de cálculo tipo pórtico y tipo celosía).

fachadas principales (lado tierra y lado aire) sin disponer apoyos intermedios, y la geometría debía mantenerse afín a curva tipo *spline* prefijada inicialmente en base a criterios arquitectónicos.

Se analizaron hasta tres tipologías diferentes de cubierta, cada una de ellas con diversas variantes:

- Alternativa 1: Malla espacial monocapa con doble curvatura.
- Alternativa 2: Cubierta tipo origami.
- Alternativa 3: Sistema de pórticos principales y estructura secundaria transversal, formada por arcos de dirección circular.

Durante esta fase fue fundamental la versatilidad que permite aplicar software de diseño paramétrico, conectado directamente con el *software* de cálculo, en este caso Sofistik. Se empleó Grasshopper [13], un plugin para Rhinoceros [12] que permite, mediante programación visual, definir parámetros y reglas que permiten modelar en 3D una geometría de forma intrínseca. De esta manera, una vez establecido el proceso, al modificar los parámetros establecidos (curvatura, número de elementos, etc.), la geometría se actualiza automáticamente y se transfiere al modelo de cálculo.

El diseño paramétrico es un proceso basado en un esquema algorítmico que permite expresar parámetros y reglas que definen, codifican y aclaran la relación entre los condicionantes del diseño y el aspecto final resultante.

Se trata, por lo tanto, de una herramienta que permite recurrir a la capacidad de proceso de datos de un ordenador para resolver rápidamente problemas geométricos que manualmente consumirían muchísimo tiempo. Con medios tradicionales, la modificación del más mínimo elemento en esta geometría hubiera sido una tarea infinitamente larga y tediosa.

Gracias a la conexión directa entre Grasshopper-Rhinoceros y Sofistik, se logró una gran agilidad en el encaje inicial de la cubierta. En este sentido, además de analizar diversas configuraciones geométricas, para cada una de ellas se pudieron plantear ligeras variaciones, todo ello con objeto de evaluar la mejor alternativa desde el punto de vista del comportamiento estructural.

De entre las tres tipologías de cubierta analizadas finalmente se optó por la 3, correspondiente a un sistema de pórticos principales y estructura secundaria transversal, para la que se desarrollaron una serie de análisis específicos consistentes en:

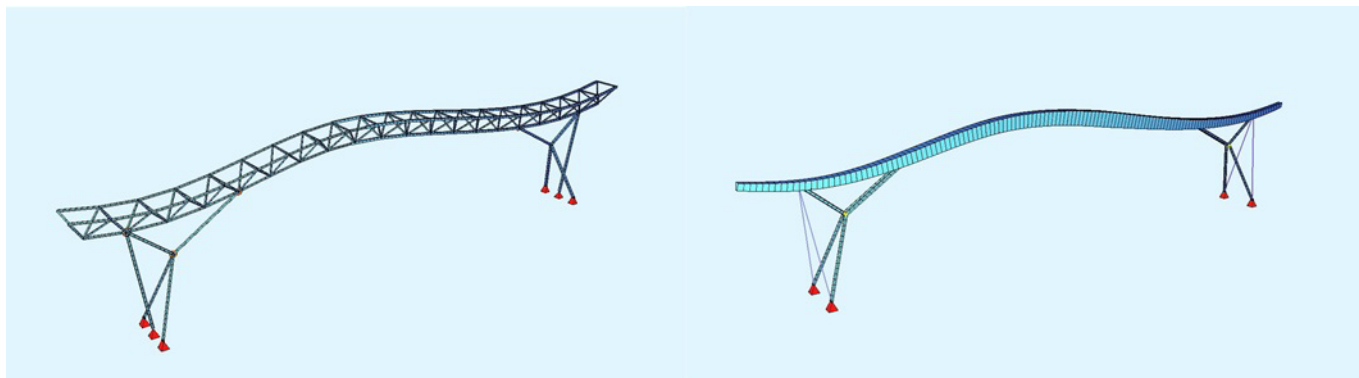


Figura 13. Modelo de cálculo de pórticos. Alternativa 3a (vigas en celosía) y 3b (vigas cajón).

- Geometría de pilas y, por tanto, de apoyos de las vigas principales de cubierta.
- Disposición de apoyos intermedios.
- Tipología de los pórticos principales.

En una primera aproximación se desarrollaron modelos de cálculo que únicamente contemplaban la cubierta, sin evaluar la influencia de la rigidez de las pilas en el diseño. Estos modelos, sin embargo, sí analizaban diversas configuraciones de apoyos con objeto optimizar las leyes de esfuerzos a las que se encontraba sometida la viga de cubierta.

Se evaluaron soluciones mediante cerchas en celosía (alternativa 3a) para los pórticos principales que, para las luces analizadas suponían recurrir a cantos importantes (del orden de 6-7 m en las zonas más solicitadas). Este hecho planteaba problemas de compatibilidad con la arquitectura, ya que la altura de las plantas es limitada y la proporción geométrica entre cercha y espacio inferior quedaba fuera de escala.

Manteniendo el concepto inicial se optó por una alternativa a la celosía que permitía resolver la cubierta con menor canto. Esta alternativa (3b) consistía en la disposición de una viga tipo cajón metálica con sección trapezoidal. Se propusieron ligeras variaciones de la geometría inicialmente fijada por los arquitectos, que debido a la relación entre esfuerzos axiales y momentos flectores permitía optimizar el nivel tensional en la viga. Se adoptó un canto variable que permitía un buen nivel de ajuste a las solicitaciones actuantes y cumplía a la perfección con los requisitos arquitectónicos. Las alternativas 3a y 3b se muestran en la [figura 13](#).

Como fruto de este análisis, se concluyó asimismo que la disposición de unas pilas en “V”, con la correspondiente disposición de elementos de retenida, permitía reducir notablemente la luz de cálculo de las vigas de cubierta, al generar un empotramiento parcial en ambos extremos por medio de un par de fuerzas de compresión/tracción.

Los primeros encajes se realizaron a partir de modelos de cálculo del pórtico individual, mientras que en fases posteriores se fueron ampliando sucesivamente para poder analizar con más detalle los efectos de las acciones verticales y de las horizontales.

Transversalmente a los pórticos, y siguiendo los criterios del proyecto arquitectónico, se proyectaron arcos transversales que finalmente se resolvían mediante perfiles armados con sección doble T con un tramo inicial de canto variable. Se

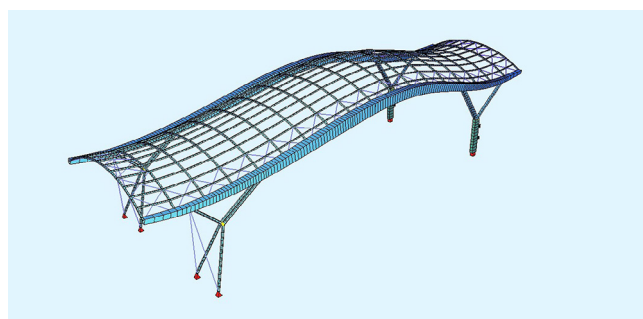


Figura 14. Modelo de cálculo de un módulo de cubierta completo.

estudió con detalle si la unión a las vigas cajón debía ser empotrada o articulada. Se comprobó que desde el punto de vista de los niveles tensionales estos eran prácticamente los mismos, mientras la solución empotrada contribuía notablemente a mejorar el comportamiento general de la cubierta frente a la acción sísmica.

La disposición de los arcos fue también un acierto desde el punto de vista del comportamiento de la cubierta frente a los esfuerzos térmicos, ya que permitía mitigar casi completamente el efecto de los mismos debido a su flexibilidad, algo especialmente relevante teniendo en cuenta que los 324 m de longitud de la misma se resuelven sin juntas de dilatación.

En lo relativo a las pilas, se partía de una serie de condicionantes (funcionales y estructurales) que permitían definir unas condiciones de contorno iniciales y, con ello, unas primeras vías a explorar que se irían concretando en fases posteriores, a medida que se iba avanzando en el diseño del edificio:

- El proyecto de arquitectura buscaba que estos elementos formaran parte muy activa en la configuración del aspecto interior del edificio.
- La altura del edificio era relativamente baja en relación con las luces y aspecto general de la cubierta. En la fachada principal, sin embargo, a partir del nivel de salidas no estaba prevista la ejecución de ningún forjado, lo cual suponía una altura aproximada de 21.00 m para las pilas.
- Teniendo en cuenta la magnitud de la acción sísmica, era patente que la cubierta estaría sometida a empujes muy importantes en ambas direcciones.

A partir de estas premisas, y de la configuración general del edificio, debían abordarse los criterios generales a la hora de definir estos elementos:

- En la dirección longitudinal de los pórticos, las pilas debían tener gran rigidez ya que constituían el único elemento resistente frente a los esfuerzos horizontales.
- Transversalmente, si bien podría mantenerse este criterio, podía contarse con la colaboración de la fachada como elemento resistente frente a los esfuerzos horizontales. En este caso, esta pasaría a ser parte activa en el diseño de la cubierta.

Basándose en estos principios, se estudiaron alternativas tanto en hormigón armado como con estructura metálica. Se tuvieron en gran consideración conceptos desarrollados en otros proyectos como el hangar de Orvieto [15], proyectado por Pierluigi Nervi, y el edificio principal de Feria de Frankfurt [14], proyectado por Grimshaw Architects con la colaboración de Schlaich Bergermann & Partners.

Las pilas, por lo tanto, pasan a formar parte del sistema de arriostramiento sísmico de la cubierta, que se diseñó a partir de los conceptos básicos incluidos en los párrafos previos.

En la dirección del pórtico, desde un primer momento estuvo claro que inclinar las pilas reduciría los esfuerzos de flexión y favorecería los de compresión para la transmisión de esfuerzos horizontales, además de favorecer la imagen arquitectónica que se buscaba. Esto era viable en las pilas adyacentes a la fachada principal del edificio.

En la zona opuesta, los condicionantes eran diferentes, ya que al disponerse los forjados las pilas estarían conectadas con la estructura de hormigón hasta la cota +13.80, reduciendo notablemente la altura de las mismas al poder transmitir estas las fuerzas horizontales a la estructura de hormigón a partir de esta cota. Partiendo de estos condicionantes, la pila se continuó en hormigón hasta la cota +16.00, a partir de la cual arrancaba el tramo metálico en forma de “V”, formado por cuatro perfiles tubulares de 700 mm de diámetro que se articulaban en la conexión con la cubierta.

Obviando el diseño de las pilas conectadas a los forjados, que presentaban un diseño más simple, se describe a continuación con un poco más de detalle el esquema de funcionamiento de las pilas dispuestas en la fachada principal del edificio.

En dirección longitudinal se ha comentado previamente la conveniencia de inclinar las pilas, por lo que el quiebro existente a mitad de su altura surgió de modo casi natural para evitar la interferencia con los forjados. A su vez, en este nudo se generaba, igualmente de modo natural, el arranque del puntal de retenida, que a su vez recoge los esfuerzos de tracción debidos a las cargas verticales de la cubierta.

Transversalmente la transferencia de cargas no era tan evidente. Por un lado, los pórticos individuales tenían una importante rigidez transversal, lo cual generaba importantes esfuerzos en cada pórtico. Por otro lado, no se deseaba que las pilas tuviesen una presencia visual excesiva. Por lo tanto, las pilas se diseñaron intencionadamente flexibles transversalmente en la conexión con los pórticos, con objeto de maximizar su esbeltez.

De este modo la transferencia de carga horizontal era reducida en la zona superior de las pilas, lo cual permitía derivarla hacia la fachada. A media altura, y una vez transferida

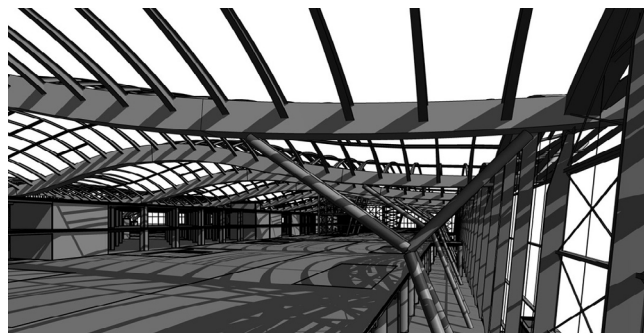


Figura 15. Vista interior de la estructura del procesador.

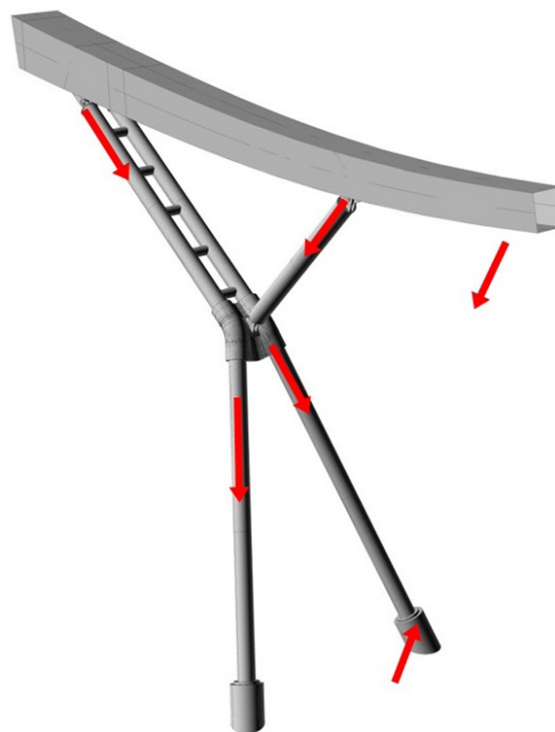


Figura 16. Esquema de general de fuerzas en las pilas principales de apoyo de la cubierta.

esa carga a las fachadas, se genera una “V” invertida que fundamentalmente permite dotar a la pila de mayor inercia transversal con objeto de reducir su longitud de pandeo.

La flexibilidad transversal de las pilas permitía, por lo tanto, transferir los esfuerzos transversales a la fachada. Estos esfuerzos, en el plano de la fachada, se transmiten longitudinalmente por medio de los “arcos de fachada”, unos potentes elementos con sección cajón que cumplen una triple función: son los elementos de transferencia de fuerzas horizontales en el plano de la fachada, permiten fijar en coronación los montantes verticales de la fachada y los cables de cuelgue de los montantes horizontales de la misma, y actúan como elemento de apoyo de la subestructura de los grandes voladizos de la fachada, colaborando en el sistema de arriostramiento horizontal del plano de la cubierta.

La transmisión de los esfuerzos horizontales a los muros perimetrales se realiza a través de cuatro módulos que se encuentran arriostrados mediante cruces de San Andrés.



Figura 17. Aspecto general de la fachada principal durante su construcción. En la zona superior de la imagen, esquema resistente de la misma.



Figura 18. Posición de las juntas de dilatación en los forjados. La zona sombreada en azul corresponde al procesador, mientras que la zona sombreada en verde corresponde al dique

En la zona de la cubierta más próxima al dique, la interferencia con los forjados del edificio demandó la concepción de unas pilas tipológicamente más simples, realizadas mediante una sección de hormigón armado que permitía tanto el apoyo de los forjados como del de la cubierta, por medio de un plinto dispuesto sobre el nivel superior de los forjados. Conceptualmente son muy similares a las pilas de hormigón descritas previamente para la zona del procesador.

La cubierta, teniendo en cuenta los requisitos funcionales y de diseño de la misma, se proyectó sin juntas en el procesador y con dos juntas en el dique (coincidentes con las previstas en la estructura de hormigón). La posición de estas juntas se muestra en la [figura 18](#).

3.2.2.2. Estructura vertical.

Esquema resistente frente a acciones horizontales

En lo relativo a la estructura vertical del edificio y al esquema resistente frente a las acciones horizontales, este estaba

condicionado principalmente por la geometría y disposición de los elementos estructurales, y esta, a su vez, está condicionada por la disposición de las juntas de dilatación. Por ello, se introduce brevemente este apartado haciendo referencia a los criterios de disposición de las mismas.

El proyecto trató de equilibrar un compromiso entre la eliminación de juntas (positiva desde el punto de vista sísmico) y las dimensiones máximas razonables entre juntas (que resulta en una mayor exigencia frente acciones térmicas y reológicas).

El planteamiento del problema, de manera breve, es el siguiente: en un edificio, en condiciones normales, los forjados intentarán disminuir sus dimensiones por acción de la retracción y de los descensos térmicos. Este acortamiento no se produce (prácticamente), en la cimentación y es considerablemente menor en los forjados bajo rasante. En consecuencia, los elementos de la estructura vertical dispuestos sobre rasante se ven sometidos a esfuerzos

derivados de dicho efecto. La presencia de núcleos rígidos complica la determinación de la magnitud de los esfuerzos actuantes al tratarse de un problema de tipo no lineal. Estos aspectos se tratan con más detalle en el apartado 4.3.2.1 del artículo.

La existencia de un nivel freático elevado implicaba un muro perimetral de sótano con una exigencia adicional de estanqueidad, por lo que se adoptó la decisión de proyectar un edificio sin juntas entre cimentación y planta baja, materializando únicamente juntas en los niveles superiores.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, la disposición final de juntas tanto en el procesador como en el dique fueron las indicadas a continuación:

Procesador:

- No se proyectaron juntas en cimentación, muros perimetrales y forjado de planta baja.
- Se dispusieron dos juntas de dilatación en los forjados, a una distancia de 126 m de las fachadas laterales, resultando por lo tanto tres bloques de 126+72+126 m. La anchura máxima de las juntas, de 0.40 m, tiene lugar en la cubierta de la zona destinada a las salas VIP (cota +18.50).

Dique:

- Se dispusieron dos juntas en los forjados que delimitaban tres bloques de 70+90+90 m de longitud. Estas juntas, como se ha comentado, se proyectaron tanto en la estructura de hormigón (ancho máximo 0.20 m, en el nivel de salidas, cota +8.90) como en la cubierta metálica (ancho 0.55 m).

Adicionalmente, se dispuso una junta entre el dique y el procesador, como se puede apreciar en la [figura 18](#).

En todos los casos, debido a la magnitud de los esfuerzos y desplazamientos, las juntas se materializaron duplicando la estructura portante a ambos lados, de tal modo que puedan producirse movimientos independientes de los bloques en ambas direcciones.

El sistema de arriostramiento sísmico adoptado para la estructura de hormigón fue un sistema mixto de pantallas y pórticos (sistema 4a) según la RPA99. La adopción de este tipo de sistema vino prácticamente determinada por la disposición geométrica del edificio, ya que otros sistemas no se adecuaban a los condicionantes sísmicos y/o funcionales del mismo.

- Procesador: Para cada uno de los módulos delimitados por las juntas de dilatación se proyectó un sistema de núcleos de hormigón, dispuestos buscando simetría y coincidencia del centro de masas con el centro de inercia a torsión, y que permitían incrementar la rigidez de la estructura para hacer frente a los esfuerzos sísmicos solicitantes con unos niveles de deformación inferiores a los prescritos en la RPA99.
- Dique: Dentro de cada sector se diseñó un sistema resistente principalmente en base a muros de cortante. En la dirección transversal al dique estos muros de cortante están conectados, a su vez, mediante dinteles conformando un conjunto de pantallas acopladas.

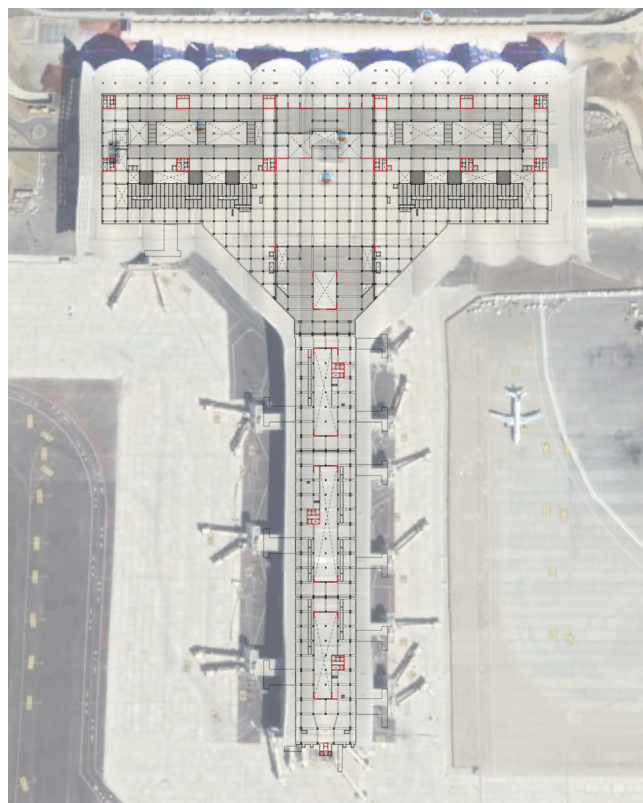


Figura 19. Disposición de los elementos principales del sistema de arriostramiento sísmico.

3.2.2.3 Estructura horizontal (Forjados)

La estructura horizontal se resolvió de manera típica sobre pilares en disposición de 9x9 y 9x18. A partir de la experiencia previa del equipo de estructuras en varias obras de similares características, se realizó un análisis tipológico pormenorizado para el que se analizaron las siguientes alternativas:

- Estructura de Hormigón Armado: Es muy versátil y con la disposición de pilares de proyecto se podían plantear varias alternativas que han demostrado sus cualidades dando muy buenos resultados tanto desde el punto de vista de proyecto, como en la obra y durante la vida útil del edificio.
 - Losas macizas planas o forjados reticulares: Las soluciones tipo losa maciza o losa maciza con capiteles (con matices) están prohibidas por la normativa sísmica argelina, por lo que fueron descartadas, ya que en cualquier caso no son adecuados como sistema de disipación en zonas de alta sismicidad.
 - Forjados de Hormigón Prefabricado: Se analizaron soluciones a base de módulos de prelosas y con placas alveolares y vigas. Ambas opciones se descartaron una vez que no podía garantizarse el desarrollo de uniones que garantizaran adecuadamente la continuidad necesaria de esfuerzos/armados, sin implicar soluciones de una elevada complejidad constructiva.
- Estructura de hormigón pretensado: Al igual que la estructura de hormigón armado esta opción es muy

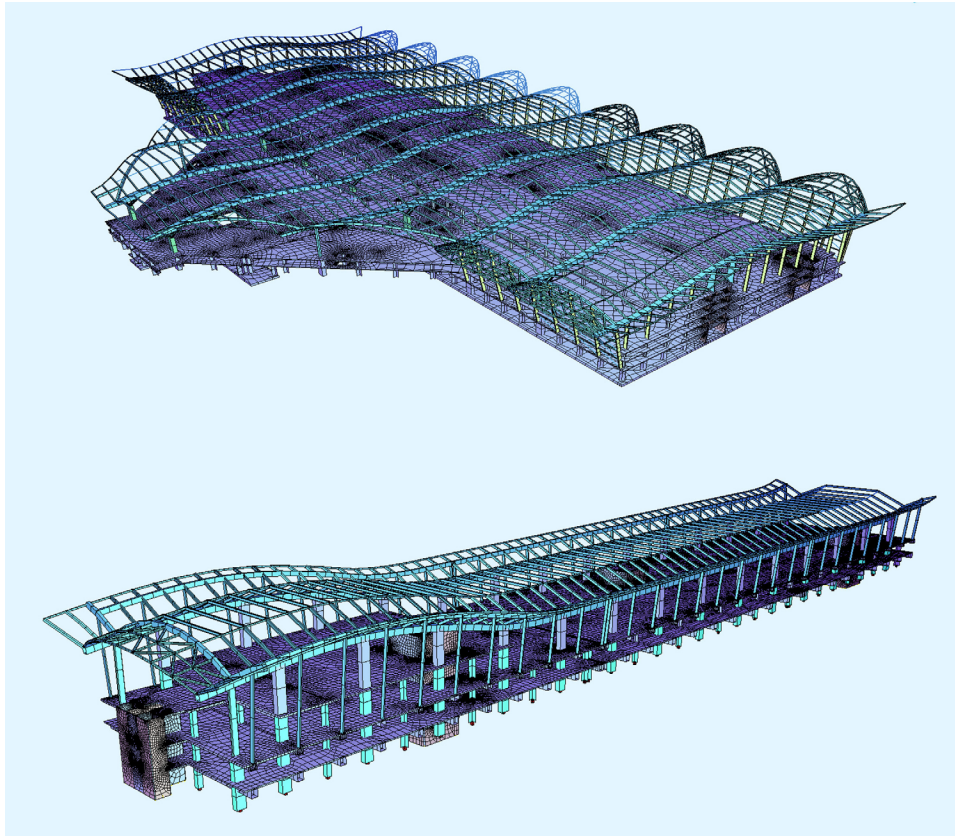


Figura 20. Modelos de cálculo desarrollados para el análisis del procesador y la sección final del dique.

versátil, fundamentalmente en la disposición de pilares. Tiene como ventaja principal la reducción de cantos y pesos respecto de la solución en hormigón armado y, como principal contra, la falta de flexibilidad inherente a la utilización de pretensado en un proyecto.

- Se analizaron soluciones en las que se pretensaban únicamente las vigas o vigas + losa. En cualquier caso, esta solución se descartó tanto en el primer caso, al estar sometidas las vigas a inversiones de momentos (debido a la elevada magnitud de las acciones de tipo sísmico), como en el segundo caso, por la dificultad que presentaba para acomodar cambios durante la fase de proyecto (que eran constantes, debido a lo ajustado de los plazos) y durante la fase de obra.
- Estructura mixta: Era una solución conceptualmente distinta a las anteriores. Se descartó debido a la necesidad de recurrir a un canto más elevado (lo cual suponía problemas de interferencia con la arquitectura/instalaciones) y a la mayor desventaja desde el punto de vista económico, tanto por el propio coste de los elementos estructurales, como por los derivados de la protección adicional frente al fuego.

El sistema estructural finalmente adoptado, como se ha comentado, es un sistema de pórticos de hormigón armado en dos direcciones con luces tipo de 9.0 x 9.0 m. Las vigas son, en general, de 0.70x0.60 m y entre ellas se dispone una losa maciza de 25 cm de espesor. En aquellas zonas en las que, por requisitos funcionales, las luces debían incrementarse

hasta los 9.0x18.0 m se dispusieron vigas de 1.00x1.20 m y el espesor de la losa del forjado se incrementa hasta los 28-35 cm en función de las zonas.

3.3. Análisis Estructural.

3.3.1. Modelos de cálculo realizados.

Para el análisis estructural de la terminal, una vez realizado el proceso de encaje expuesto previamente, se desarrollaron modelos de cálculo globales de los edificios mediante el *software* Sofistik.

Se trataba de modelos híbridos de elementos finitos tipo placa y elementos finitos tipo barra que representan la geometría real y acciones de cada una de las subestructuras de la nueva terminal. A partir de estos modelos se obtuvieron los esfuerzos para el dimensionamiento de vigas, forjados, pilares, núcleos y estructura metálica.

En cualquier caso, estos modelos de cálculo globales se siguieron complementando con modelos de contraste simplificados, que permitían realizar cálculos más rápidos y verificar que los resultados que se estaban obteniendo eran coherentes con lo teóricamente esperado.

3.3.2. Cimentación.

La campaña geotécnica realizada y los datos de la terminal adyacente confirmaron desde un primer momento la necesidad de recurrir a cimentaciones de tipo profundo en toda la terminal. Asimismo, la presencia elevada del nivel freático determinó una solución mediante pilotes, dispuestos

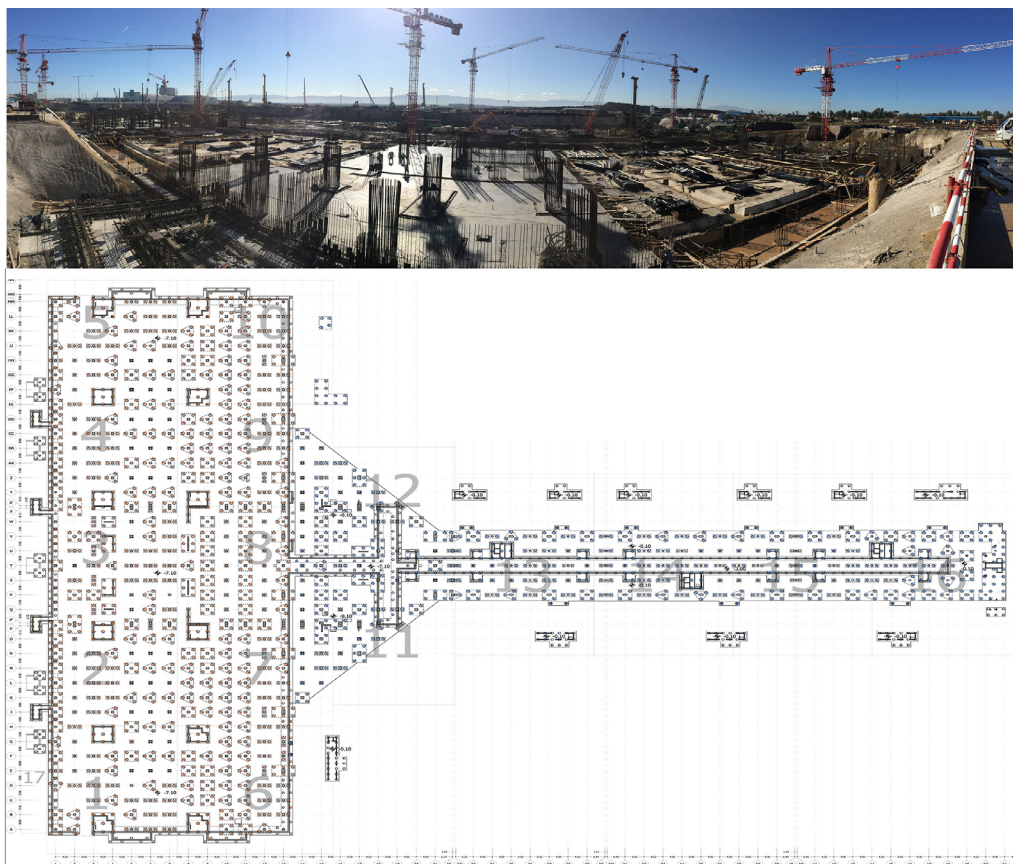


Figura 21. Imagen general de la obra durante la ejecución de las cimentaciones. Planta general de la cimentación.

sobre encepados, que se encuentran conectados por medio de una losa maciza de 0.60 m de espesor que permite la transmisión vertical de cargas verticales (gravitatorias y de subpresión) a los elementos de cimentación adyacentes.

Los pilotes se proyectaron con diámetros de 1.20 y 1.50 m, con una longitud de 35 m en el procesador y de 41.50 m en el dique.

Al igual que otros elementos de la estructura, el dimensionamiento de los pilotes fue objeto de un proceso iterativo y de aproximaciones sucesivas:

- A partir del modelo de cálculo global se obtienen las envolventes de esfuerzos máximos en la base de cada pilar, núcleo o muro de cortante.
- La transmisión de cargas a los pilotes se realiza a partir de una distribución de encepado rígido (con pilotes articulados en el encepado, tal como se especifica en el DTR 2.33-2, 4.5.2).
 - Los momentos flectores (provenientes de las cargas horizontales globales -sísmicas especialmente), por lo tanto, son repartidos por cada encepado si bien se permite cierta redistribución adicional de esfuerzos a través de la losa de cimentación.
- Para la obtención de los esfuerzos horizontales se tiene en cuenta la contribución de los pilotes a partir del cálculo de la interacción suelo-estructura.

La clave de este proceso, fundamentalmente, era la obtención adecuada de los esfuerzos en los pilotes. Estos esfuerzos, por

otra parte, vienen derivados directamente de la magnitud de la acción sísmica, que a su vez viene determinada entre otros factores por la rigidez de la cimentación. Por lo tanto, estimar correctamente la rigidez de la cimentación [8] era necesario con un doble objetivo:

- Por un lado, los pilotes al ser elementos deformables longitudinal y transversalmente, permiten modificar la respuesta sísmica del edificio haciéndolo más flexible y, por lo tanto, reduciendo la magnitud de los esfuerzos horizontales en el mismo.
- Por otro lado, esta reducción de la acción sísmica incide directamente en las reacciones y, por lo tanto, en el diámetro y longitud de los pilotes ya que las reacciones verticales en los mismos están muy influenciadas por la magnitud de los esfuerzos horizontales derivados de la acción sísmica.

Por lo tanto, se llevó a cabo un proceso que permitía la obtención de la rigidez en cabeza de los pilotes individuales (vertical y horizontal) y a partir de ella la rigidez vertical, horizontal, y al giro de los encepados de pilotes que conformaban la base de cada pilar y de cada núcleo. Estas rigideces se introducían posteriormente en el modelo de cálculo global.

El proceso llevado a cabo consistió en la aplicación de un cálculo no lineal, mediante el *software* SAP2000, a partir de un modelo de Winkler, considerando la plastificación del suelo y la naturaleza estática o dinámica (bajo condiciones

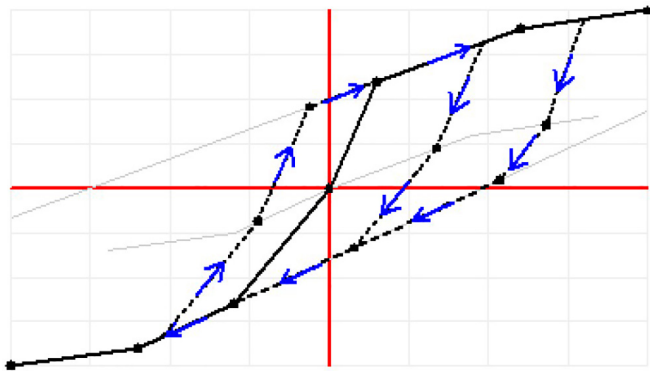


Figura 22. Modelo de comportamiento suelo-estructura. (Eje horizontal: Desplazamiento, m; Eje vertical: Reacción, KN).

no drenadas) de la carga. Se consideró asimismo la posible pérdida de rigidez por fisuración de la sección de hormigón, que no afectaba significativamente a los resultados obtenidos.

3.3.2.1. Estructura vertical.

Tal y como se ha comentado previamente, se emplearon diferentes tipos de sistemas de arriostramiento sísmico en la estructura del edificio terminal. Si bien podría justificarse la adopción de una ductilidad diferente para la estructura de hormigón y la estructura metálica (en el procesador, no en el dique), ya que sísmicamente presentaban comportamientos totalmente independientes, se acordó con el CTC la adopción de un único coeficiente de comportamiento “R”, que fue finalmente de 2, condicionado al sistema estructural más restrictivo que era el tipo 5 “*console verticale à mases réparties*”, uno de los sistemas de arriostramiento de la cubierta.

La disposición prevista en las juntas de dilatación divide la estructura en sectores independientes desde el punto de vista estructural, ofreciendo una solución de compromiso entre la respuesta de la estructura frente al sismo y frente a los esfuerzos térmicos y reológicos.

La principal problemática cuando se proyectan longitudes importantes (en este caso hasta 190 metros) sin juntas de dilatación es la repercusión de los esfuerzos térmicos y/o reológicos sobre la estructura vertical [6], [7]. En este caso, la problemática se incrementaba por la necesidad de disponer elementos rígidos (núcleos) para generar rigidez suficiente frente a las deformaciones de tipo sísmico. Esto suponía, sin embargo, un problema desde el punto de vista de los esfuerzos térmicos y reológicos, ya que estos elementos concentraban los esfuerzos debidos a estos efectos debido a su rigidez. Adicionalmente, unos esfuerzos excesivos en los núcleos llevarían asociada una gran dificultad para encajar la cimentación de los mismos dentro de un rango constructivamente aceptable.

Por ello, en primer lugar, se realizó un análisis de sensibilidad, teniendo en cuenta los esfuerzos verticales y horizontales en servicio, para evaluar la repercusión de los esfuerzos horizontales en el comportamiento de la estructura. A partir de los diagramas momento-curvatura de los núcleos, y mediante un análisis no lineal simplificado del comportamiento de los pórticos, se actualizaron los modelos de cálculo asumiendo una pérdida de rigidez en

determinados elementos estructurales en fase de servicio. Esta pérdida de rigidez suponía modificar el comportamiento de la estructura en el análisis modal-espectral llevado a cabo para la obtención de los esfuerzos debidos a la acción sísmica. De este modo, el reparto del cortante debido a la misma se distribuía, aproximadamente, en un 80% / 20% entre pilares y núcleos, respectivamente. Con los esfuerzos obtenidos se dimensionaron los elementos de la estructura vertical frente a los esfuerzos de flexión y cortante, siguiendo los criterios establecidos en la RPA99 en cuanto a cuantías mínimas y disposición de elementos constructivos.

Una vez realizado el diseño final de los distintos elementos estructurales mediante un modelo de cálculo que incorporaba las hipótesis indicadas en el párrafo precedente, se realizó una evaluación de la capacidad última de la estructura, con objeto de validar las hipótesis de fisuración de elementos y redistribución de esfuerzos adoptadas en dicho modelo. Para ello se realizó un análisis no lineal estático complementario de tipo *Push-Over*. Se adoptó esta metodología, debido a la existencia de reglamentos (ATC-40 [3], FEMA 356 [2], Eurocódigo 8 [4]) que contienen el respaldo y criterios normativos precisos para su aplicación en una estructura de esta envergadura. Los objetivos eran:

- Comprobar la capacidad estructural global de la solución adoptada frente a solicitaciones sísmicas mediante un modelo basado en la capacidad de rotación que es capaz de desarrollar la estructura mediante la formación de rótulas plásticas.
- Verificación de la aptitud estructural de los elementos que constituyen el edificio a partir del nivel de solicitación (esfuerzos, desplazamientos, giros...) obtenidos mediante este tipo de análisis.

Para la realización de este análisis fue necesaria una adaptación del modelo de cálculo mediante la adopción de ciertas hipótesis que permitían analizar la estructura con este método:

- Estructura horizontal: Se eliminaron los elementos tipo placa y se aplicó al plano superior de las vigas de cada planta una compatibilidad de desplazamientos en “x”, desplazamientos en “y” y giros en “z” para simular el efecto diafragma del forjado. De esta forma se modelizaron pilares y vigas únicamente con elementos tipo barra, disponiendo elementos tipo placa únicamente en los núcleos y muros de cortante. Adicionalmente, se realizó una adaptación de las cargas para aplicarlas sobre los elementos tipo viga.
- Estructura vertical (núcleos): Manteniendo los elementos tipo placa, se consideró la no linealidad de los materiales mediante la introducción de las curvas tensión-deformación conforme al Eurocódigo 8. Para cada núcleo se introdujo una ley de comportamiento que dependía de la geometría y armadura real dispuesta en cada uno de ellos.
- Estructura vertical (pilares): En relación a las leyes de comportamiento ligadas a las rótulas plásticas dispuestas en las cabezas de los pilares, se consideraron dos casos envolventes, de un 5% y 30% del axil adimensional máximo

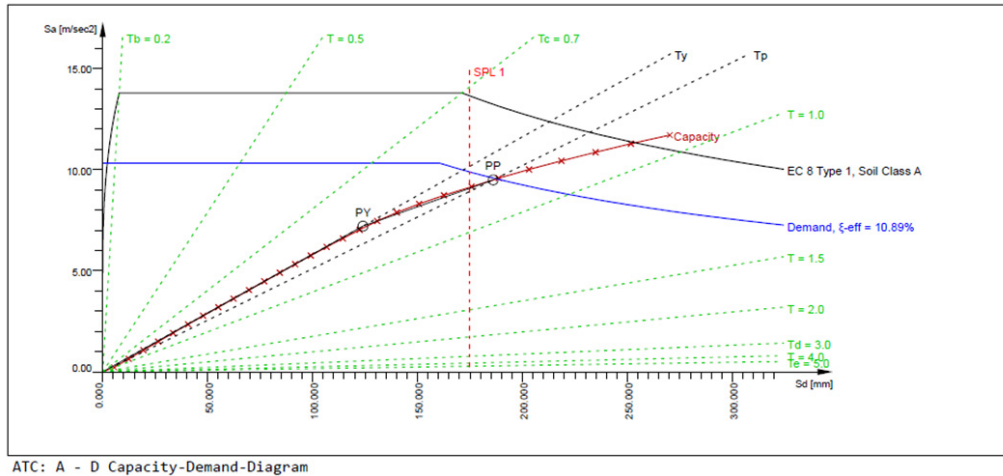


Figura 23. Curva de demanda y curva de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.30$

característico de la sección, o lo que es lo mismo, la cota superior del axil adimensional para 0.30 correspondiente a la limitación establecida por la normativa RPA99.

La metodología desarrollada es bastante específica y excede el objetivo de este artículo. Básicamente, el análisis estático no lineal o *Push-Over* permite conocer el comportamiento de una estructura ante cargas horizontales con un valor progresivamente creciente [10].

En cada incremento de carga se forman sucesivamente rótulas plásticas en distintas secciones de la estructura que dan como resultado una reproducción de la no linealidad de la misma hasta su colapso. Este tipo de modelos permiten, a su vez, un mejor conocimiento de las deformaciones y reparto de esfuerzos cortantes durante un evento de tipo sísmico.

Lo más relevante del análisis fueron las conclusiones obtenidas:

- El proyecto de estructura vertical-horizontal concebido fue capaz de responder frente a las fuerzas sísmicas que lo solicitaban. Los elementos estructurales individuales, cuyo comportamiento quedó expresado a través de las leyes momento/rotación, aportaron al sistema la capacidad de rotación necesaria para que se produjera la convergencia entre demanda y capacidad. Por tanto, el sistema estructural diseñado era estable y se encontraba alejado del colapso frente a la sollicitación del sismo último propuesto por la Normativa Argelina RPA-99 para agotar el edificio.
- Se verificaron las hipótesis de reparto de esfuerzos cortantes realizadas durante el proyecto de ejecución. El método de cálculo empleado fue una imagen fidedigna del nivel de sollicitación de la estructura frente a los esfuerzos sísmicos. Esta imagen tiene en cuenta el agotamiento parcial de los distintos elementos que componen el sistema estructural para redistribuir los esfuerzos solicitantes. Conforme a los resultados obtenidos se confirmó la hipótesis 80/20 para el reparto de esfuerzos cortantes entre los núcleos y pilares proyectados.
- El sistema proyectado expuso un comportamiento hiperestático y rígido que permitió mantener la

estructura dentro de los límites de deriva previstos por la normativa RPA99 para los puntos de desempeño obtenidos. Lejos de la formación de un mecanismo, la estructura presentaba una rama lineal que reflejó la recurrencia de los pórticos y la nula variación de los periodos fundamentales conforme a la progresiva formación de rótulas plásticas durante el proceso incremental de carga.

- A nivel de elemento, se verificó la aptitud de los núcleos de resistencia sísmica para absorber los esfuerzos de flexión y corte que los solicitaron. La aptitud a flexión se verificó al no agotarse la capacidad de deformación del acero. La aptitud a cortante se verificó mediante comprobación de las paredes críticas para cada uno de los núcleos y obtención de resultados por aplicación de la normativa argelina.

3.3.3. Forjados.

El análisis estructural de estos elementos fue bastante convencional y se desarrolló de acuerdo con los criterios específicos desde el punto de vista sísmico contemplados en la RPA99, por lo que no se profundizará en el desarrollo del mismo en el artículo.

3.3.4. Cubierta y fachadas.

Tanto la estructura metálica de la cubierta como de las fachadas se proyectó mediante acero de calidad S275 o S355. Para los nudos especiales de acero moldeado previstos en la cubierta, se especificó un acero de tipo 930-860, conforme al documento ASTM A148 / A148 M "Standard Specification for Steel Castings. High Strength for Structural Purposes".

El dimensionamiento y comprobación de la estructura metálica se realizó partiendo de los esfuerzos obtenidos en los modelos de cálculo globales. Para la comprobación de dimensiones y espesores se desarrollaron hojas de cálculo específicas.

La verificación de todos los elementos estructurales se realizó conforme a lo especificado en el D.T.R - B.C. 2.44. "Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier CCM 97", así como en los criterios específicos para estructuras de acero reflejadas en la RPA99. En aquellos aspectos específicos

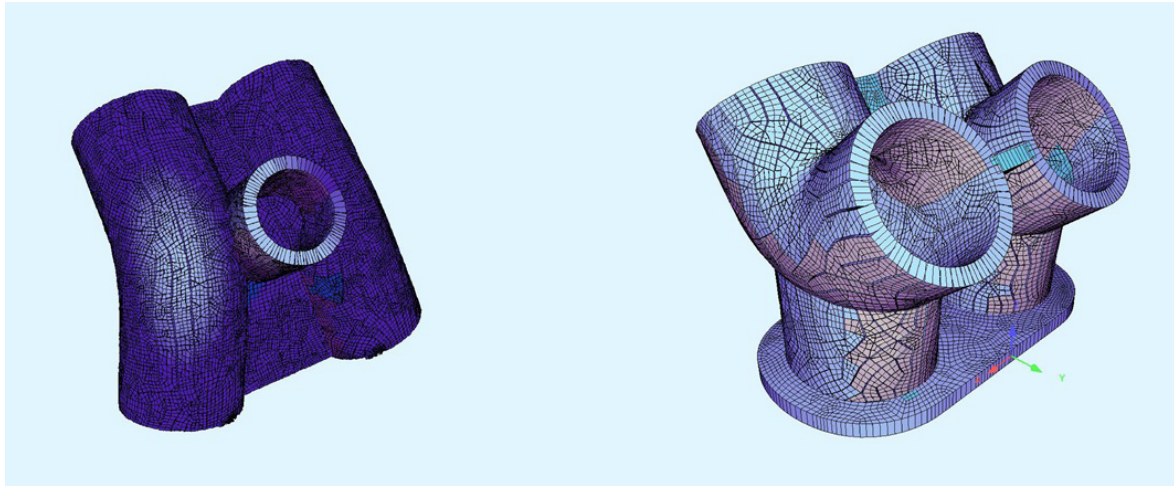


Figura 24. Modelos de elementos finitos para el análisis de nudos de acero moldeado.

no cubiertos por la normativa argelina se recurrió al empleo del Eurocódigo 3.

Tipología y organización de elementos estructurales

La cubierta está compuesta por distintos tipos de elementos estructurales organizados de acuerdo con los siguientes criterios:

- Posición en la terminal: Procesador o dique.
- Sistema estructural: Cubierta, fachada, *Eco-Cells*.
- Naturaleza del elemento estructural: Pilas, vigas, montantes, arriostramientos, voladizos...
- Sección transversal: Cajón, circular, perfil laminado...
- Ubicación espacial: Alineaciones, posiciones intermedias o extremas, relación con otros elementos...

Este conjunto de criterios genera una elevada casuística resuelta mediante una estructura de grupos con la que se gestionaba toda la información necesaria para el cálculo y dimensionamiento. Para ofrecer una aproximación acerca de la gran cantidad de elementos a analizar se indican a continuación algunos datos relevantes respecto a la clasificación de elementos para el diseño de la cubierta:

- Cubierta procesador:
 - Pilas,
 - Vigas cajón,
 - Puntales y arriostramientos,
 - Arcos interiores.
 - Voladizos lado yierra (interiores).
 - Voladizos lado tierra (laterales).
- Cubierta dique.
 - Puntales y arriostramientos.
 - Voladizo final dique.
 - Vigas cajón.
 - Cierre lateral cubierta.
 - Arcos.

Para el diseño de los elementos secundarios de las fachadas se realizaron modelos de cálculo parciales, mientras que

los elementos que forman parte activa del sistema de arriostramiento sísmico de la cubierta se analizaron a partir del modelo de cálculo global de la estructura. En este caso:

- Fachada dique:
 - Vigas de fachada.
 - Montantes y diagonales de fachada.
- Fachada procesador:
 - Montantes y diagonales de fachada.
 - Arcos superiores de fachada.

En el caso particular de las secciones armadas (vigas doble T y vigas cajón), se desarrollaron hojas de cálculo específicas que permitían determinar, en el caso de las secciones de clase IV, los parámetros mecánicos eficaces en función de los niveles de sollicitación de las mismas.

El cálculo de los detalles, en los casos más generales (uniones atornilladas, placas de anclaje, articulaciones, etc.) se realizó a partir de hojas de cálculo desarrolladas específicamente, siguiendo los criterios del Eurocódigo 3. Para los detalles más complejos se desarrollaron modelos de análisis mediante elementos finitos que permitían analizar su nivel tensional y capacidad resistente última.

Cubierta. Elementos más representativos.

Los elementos más representativos de la cubierta desde el punto de vista del diseño conceptual, principalmente los correspondientes al sistema de arriostramiento sísmico, fueron definidos con detalle en el apartado 3.2.2 del artículo. Se completa a continuación la información específica de otros elementos no desarrollados específicamente.

Entre los pórticos principales, como se ha comentado, se dispone un conjunto de arcos que salvan una luz de 36 m. Estos arcos constan de un tramo inicial de 9.0 m, en ambos extremos (adyacente a los pórticos), de ancho (550-300 mm) y canto (800-340 mm) variables. El tramo central, de 18.0 m de longitud es de ancho (300 mm) y canto (340 mm) constantes. El tipo de acero es, en general, S275 disponiéndose acero S355 en algunos elementos localizados. El espesor de las alas varía entre 25 y 30 mm, y el de las almas entre 12 y 15 mm.

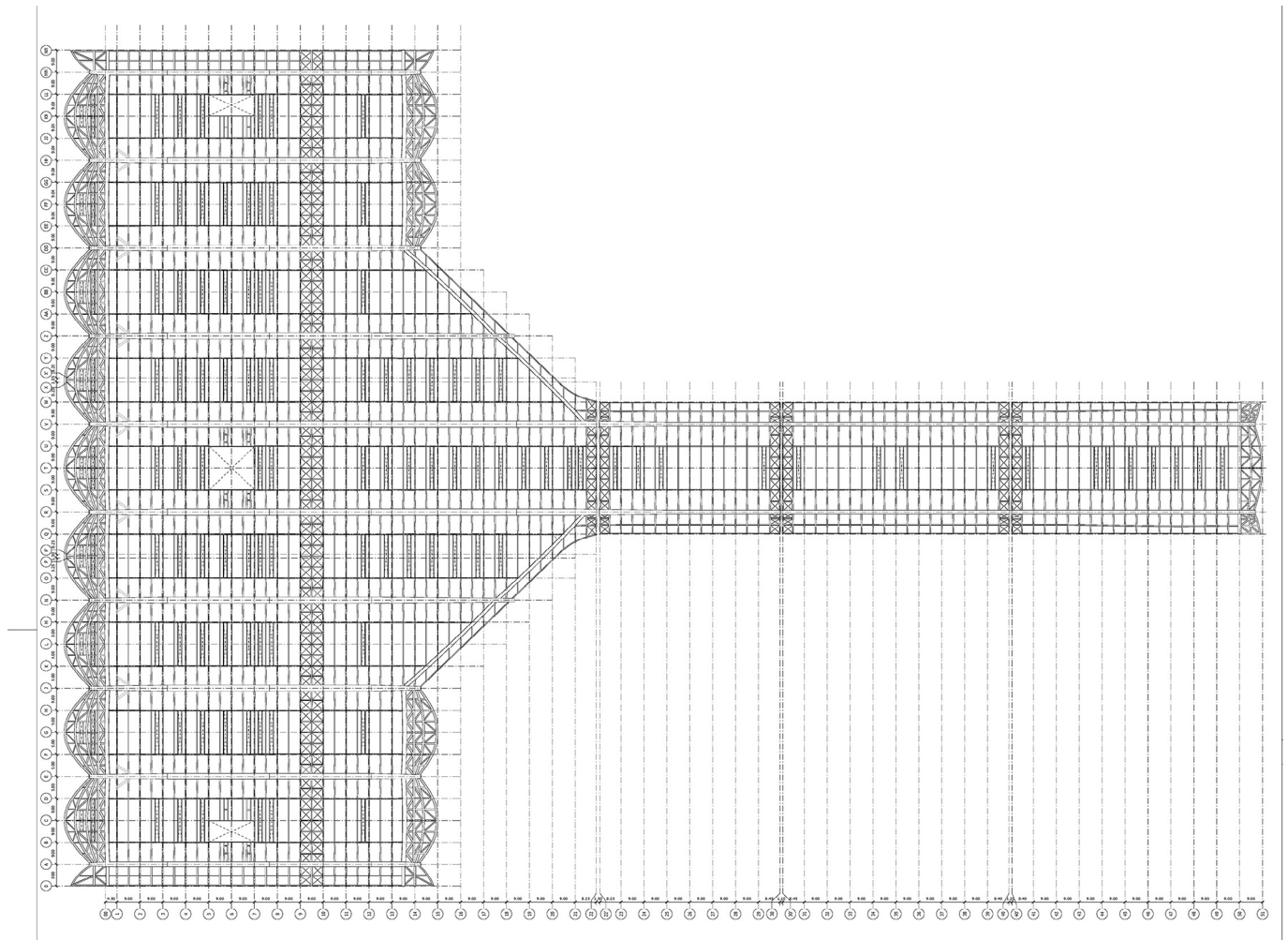


Figura 25. Planta general de la cubierta en la que puede apreciarse la posición de los elementos de arriostramiento.

Los arcos se arriostran mutuamente mediante dos perfiles longitudinales (separados 18.0 m entre sí), paralelos a los pórticos principales, cuyos esfuerzos se recogen en el extremo de la cubierta correspondiente a la fachada principal, mediante la estructura dispuesta para materializar los grandes voladizos dispuestos sobre la misma. En el extremo opuesto de la cubierta no era posible emplear el mismo sistema. Por ello, en este caso, se recurrió a la disposición de un doble cinturón de rigidez (que puede apreciarse en la figura 26, en la zona central del procesador), resuelto mediante cruces de San Andrés formadas por barras tipo 860 de Pfeifer, con un límite elástico de 460 MPa, y 36 mm de diámetro.

Estos perfiles de arriostramiento transversal de los arcos se emplean asimismo como elementos de apoyo de un nuevo conjunto de arcos, estos de 18 m de luz, que permiten la ejecución de los lucernarios de la cubierta.

En ambos laterales de la terminal se proyectaron voladizos sobre la fachada de 9.0 m longitud. Estos elementos se resolvieron mediante secciones tipo cajón con el mismo canto que el resto de arcos (800-340 mm), siendo en este caso el ancho típico de 550 mm, excepto en los arcos de fachada, donde este se incrementaba hasta los 1200 mm. El espesor de las almas en las secciones cajón es de 12 o 20 mm, y el de las alas varía entre los 25 y los 35 mm.

Finalmente, el último elemento representativo de la cubierta son los voladizos en forma de visera existentes tanto en la fachada principal, con una longitud de 18 m desde el eje de la misma, como en el lado aire, con una longitud de 13.50 m. Estos elementos presentaban un vuelo variable desde los pórticos principales hacia el centro, lo cual requería una curvatura en los tres planos de la cubierta. Este “problema” se resolvió mediante la disposición de un conjunto de arcos curvados en planta que reproduzcan la geometría prevista en la arquitectura y permitieran a su vez el apoyo de la chapa de cubierta.

La disposición espacial de estos perfiles genera empujes horizontales, por lo que los arcos se arriostraron conformando una pseudo malla espacial que transfiere los esfuerzos a las vigas cajón de la fachada. Los perfiles tubulares son circulares, de 711 mm de diámetro y 20 mm de espesor, mientras que los elementos secundarios varían entre 273 y 508 mm de diámetro.

Fachada. Elementos más representativos.

Los conceptos fundamentales de las fachadas se han descrito previamente en el apartado 4.2.2 del artículo.

Estas están formadas por: montantes verticales, dispuestos cada 9.00 m; montantes horizontales (secciones tubulares

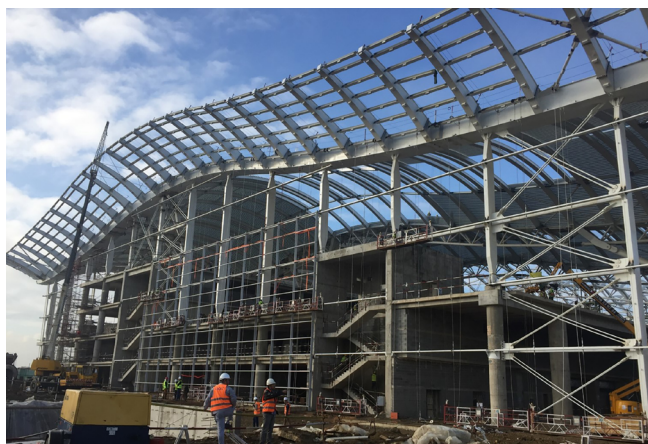


Figura 26. Imagen de las estructuras de las fachadas con los voladizos en primer plano.

rectangulares de 300x100 mm o 250x100 mm, en función de las zonas), dispuestos cada 4.50 m; cables intermedios dispuestos para reducir la luz de los mismos (de 16 mm de diámetro); arcos superiores y arriostramientos.

A partir de un concepto único se definieron 7 zonas de fachada (A, B, C, D, E y F), en función de los condicionantes particulares de cada una de ellas. Las fachadas tipo A, B, C y D corresponden al procesador y las tipo E, F y G al dique.

Los elementos principales de la fachada, los montantes, se proyectaron como elementos articulados en arranque y en coronación, con un tramo inicial de sección variable y un tramo central de sección constante. El canto de este tramo

constante varía en función de las zonas desde un máximo de 1000 mm en la zona del procesador, hasta un mínimo de 500 mm en la zona del dique. El ancho aparente (el visible desde la terminal) varía entre 150 y 200 mm, generando en general una sensación de esbeltez en estos elementos.

Las fachadas tipo “A” son fachadas arriostradas con cruces de San Andrés y forman parte del sistema de arriostramiento sísmico de la cubierta. Se dispusieron un total de cuatro de estos módulos en la fachada principal y dos de ellos en la fachada correspondiente al lado aire del procesador. Las cruces de San Andrés están formadas por parejas de barras de acero S460 y 48 mm de diámetro, giradas 90° entre sí para evitar la interferencia entre las mismas.

Las fachadas tipo “B” se disponen igualmente en el lado tierra y lado “aire” del procesador, actuando en este caso únicamente como montantes de apoyo de los “arcos de fachada” y como elemento resistente frente a las acciones horizontales de la propia fachada.

La fachada tipo “C” correspondía con los laterales del procesador, por lo que en este caso se adapta a la geometría definida por el nivel de los forjados interiores. En todo caso, los montantes coinciden con la línea de pilares. Esta contempla también una serie de arriostramientos en su propio plano, para dar estabilidad tanto a la propia fachada como para transmitir la acción horizontal de la primera línea de apoyos y de los arcos que arrancan en voladizo de la viga cajón de fachada. Adicionalmente, esta fachada coincide con uno de los núcleos de hormigón, que actúa a su vez como elemento desde el que se transfiere al mismo cierto nivel de sollicitación horizontal proveniente de la cubierta. Esta conexión se dispuso fundamentalmente con el objeto de limitar la deformabilidad de la fachada en el plano transversal a la misma. Para garantizar la transferencia de carga de la estructura metálica al hormigón se diseñaron unas ménsulas especiales cuyo montaje se muestra en la figura 29.

Las fachadas tipo “D” corresponden a la zona de transición del dique al procesador, mientras que las “E”, “F” y “G” corresponden al dique. Conceptualmente todas estas fachadas son iguales. En ellas no se disponen cruces de San Andrés y los montantes verticales hacen frente únicamente a la parte proporcional de carga que reciben de la cubierta (en general pequeña) y a las sollicitaciones horizontales de viento y sismo.

4. CONSIDERACIONES FINALES. AGRADECIMIENTOS.

La estructura de la nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel presentaba un reto debido a su singularidad y al fuerte condicionante derivado de su encaje en una zona de alta sismicidad.

Todo ello, junto con unos plazos de trabajo muy ajustados y unas condiciones “de contorno” complicadas, hicieron de este proyecto una tarea altamente compleja, de la cual resulta, si cabe, una mayor satisfacción al ver materializado el resultado final de la obra.

Finalmente, debemos agradecer en especial la confianza de D. Manuel Gómez Couso, director de obra por parte de Prointec y a todo su equipo. Igualmente, a todos los fantásticos

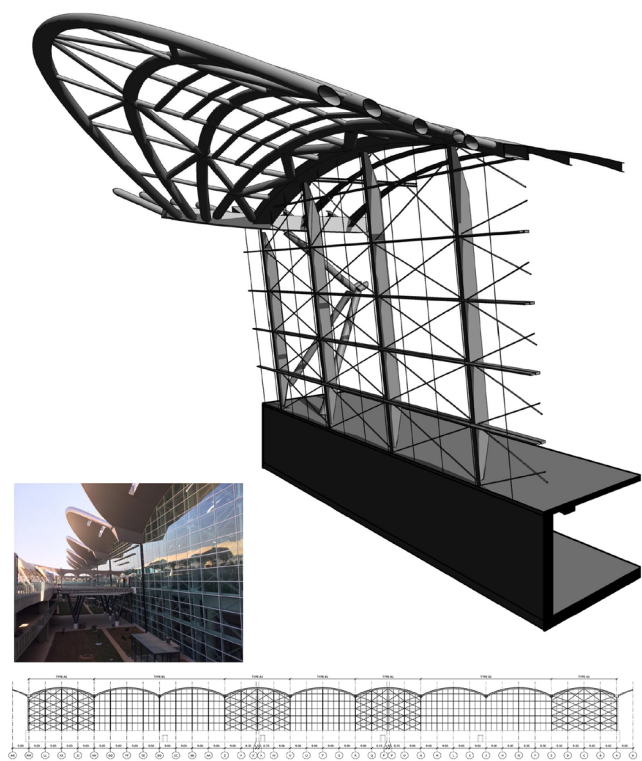


Figura 27. Esquema general de la fachada principal, módulo principal y “visera” en primer plano.

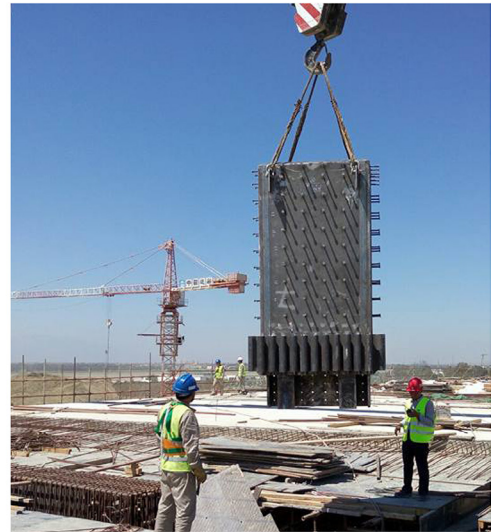
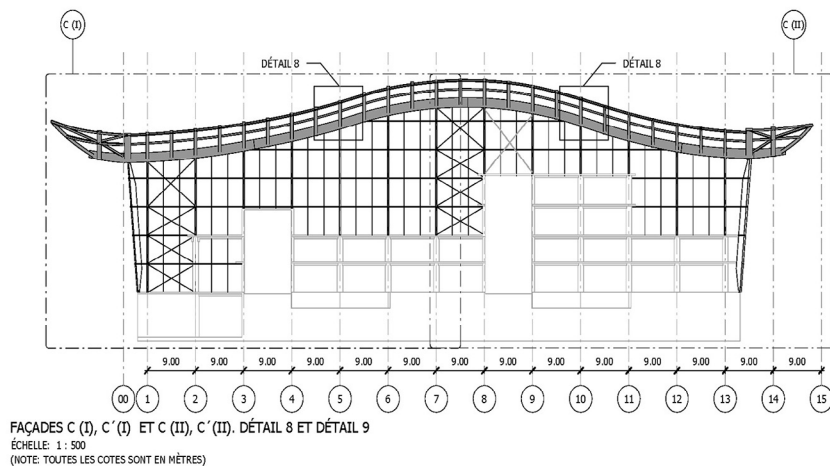


Figura 28. Fachada tipo "C". Montaje de ménsulas para transmisión de esfuerzos horizontales de cubierta a núcleos.

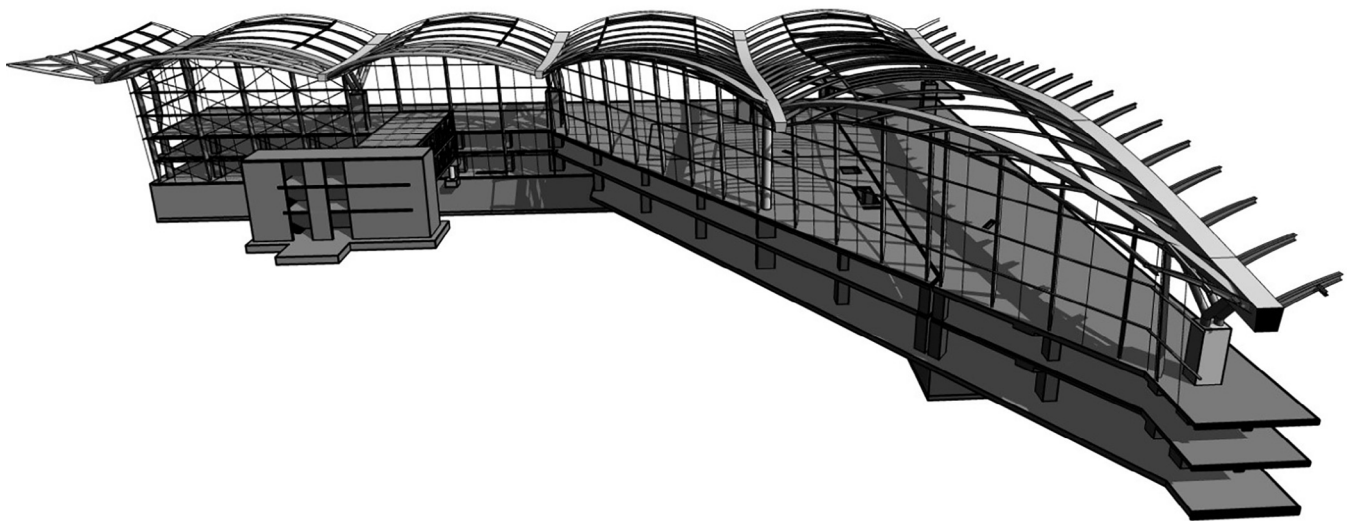


Figura 29. Fachadas tipo B y D (Procesador -lado aire- y zona de transición dique/procesador) en el modelo BIM desarrollado durante la realización del proyecto de ejecución.

profesionales que contribuyeron con su trabajo e ilusión a llevar este proyecto a la realidad. Por parte de nuestro equipo de trabajo, especial mención y agradecimiento, entre otros a: Rubén Alonso Alonso, Alberto Brusa Echevarriarza, Guillermo Corres Peiretti, Juan José López Martínez y Emilio Reviriego.

Bibliografía

- [1] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME. Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.8 Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003". Alger, 2003.
- [2] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA-356. American Society of Civil Engineers. Washington, D.C., 2000.
- [3] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40. Seismic Safety Commission. Redwood City, California, 1996.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, 2004.
- [5] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 5. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Brussels, 2004
- [6] ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. Proyecto de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas. Grupo Trabajo 5/5. Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Madrid, 2013
- [7] PETSCHKE T. Estudio Analítico y Experimental de los Efectos de la Deformación Impuestas en las Estructuras Integrales. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, 2010.
- [8] REESE L.C., VAN IMDE W.F. Single piles and pile groups under lateral loading. 2ª Edition. CRC Press. 2011.



Figura 30. Panorámica general del edificio y aspecto final de las fachadas tipo B, C, D, E y F.

- [9] CORRES PEIRETTI H, ROMO MARTÍN J, PÉREZ CALDENTEY A, ROMERO REY E. “Concepción estructural, proyecto de construcción y asistencia técnica de las obras de hormigón estructural de los distintos edificios e infraestructura de la nueva Área Terminal”. Revista Hormigón y Acero. 2006, n°239., p. 31-58.
- [10] VIELMA J.C., BARBAT A.H, OLLER S. “Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado”. Revista Hormigón y Acero. 2008, n°248., p. 53-64.
- [11] MADRID RAMOS M, AYUSO CAYLLE G, TANNER P, CERIANI L, ARTALEJO E. “Ampliación del complejo ferroviario de Atocha (Fase I)”. Revista Hormigón y Acero. 2014. n°273, p.169-198.
- [12] Rhinoceros. Manual de Usuario [en línea]. Rhino3D.com, 2014 [consultas varias]. Disponible en: <http://docs.mcneel.com/rhino/6/help/es-es/index.htm>
- [13] Grasshopper. Tutoriales. [en línea]. Grasshopper3D.com, 2014 [consultas varias]. Disponible en: <http://www.grasshopper3d.com/page/tutorials-1>.
- [14] SCHLAICH J., BERGERMANN R., Leich Weit. Light Structures, (2nd ed.), Prestel. Munich, 2005.
- [15] DESIDERI P., NERVI JR P.L., POSITANO G. Pier Luigi Nervi. Verlag für Architektur Artemis. Zurich (Suiza), 1982., p. 27-45.