

Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura

Aplicación particular al Edificio Torre Espacio en el Paseo de la Castellana Madrid

Specific application to the Torre Espacio Building in the Paseo de la Castellana in Madrid

Specific application to the Torre Espacio Building in the Paseo de la Castellana in Madrid

Julio Martínez Calzón

Dr. Ingeniero de Caminos

MC2 Estudio de Ingeniería, S.L.

RESUMEN

La utilización de los hormigones de alta resistencia en las estructuras de edificación de gran altura ha experimentado un notable incremento debido a la idoneidad de sus prestaciones en los elementos portantes verticales, que no se limitan exclusivamente al aumento de la capacidad resistente y lo que ello supone de reducción de dimensiones, volúmenes y pesos, sino también a la gran mejora que aportan en lo referente a la durabilidad y a los aspectos reológicos.

No obstante, para alcanzar la máxima efectividad de su empleo, el proyecto de la estructura debe tener en consideración los criterios específicos que se señalan, de forma de evitar o reducir la incidencia que las deformaciones diferidas de dichas piezas verticales, aunque mejoradas respecto a las que se obtendrían con hormigones normales, implican en la respuesta del sistema a largo plazo.

La exposición se completa con la descripción de la aplicación de estos hormigones al proyecto del Edificio Torre Espacio en el Paseo de la Castellana en Madrid.

SUMMARY

The use of high strength concrete in tall buildings has become increasingly more widespread due to the suitability of its characteristics in vertical bearing elements. These characteristics are not purely limited to increase the strength capacity and the ensuing reduction in size, volume and weight, but also

to the great improvements related to durability and time dependent effects.

However, in order to ensure maximum effectiveness, the design of the structure should take into account the specific criteria indicated in the paper, in order to prevent or reduce the effects that creep in vertical members may have on the long-term response of the structure, even though this is very much improved compared to that obtained from normal concrete.

The paper includes a description of the use of this type of concrete in the Torre Espacio Building in the Paseo de la Castellana in Madrid.

La presencia de los Hormigones de Alta Resistencia (HAR) en el ámbito de la construcción de edificios ha tenido una introducción muy acompañada con el avance de sus posibilidades de utilización sistemática y económica, y con las condiciones de su adecuada puesta en obra, hasta lograr que su uso pueda considerarse como si se tratara prácticamente de un hormigón habitual. Actualmente estas condiciones se cumplen y la decisión de su utilización se establece en relación con aspectos relacionados muy diversamente con el edificio: tipología estructural, rapidez de ejecución, economía generalizada, etc.; pero puede decirse que su utilización resulta muy competitiva en muchas ocasiones para la realización de los elementos verticales de las estructuras de altura.



Figura 1. Lake Point Tower, Chicago.



Figura 2. South Wacker Drive, Chicago.



Figura 3. Two Prudential Plaza, Chicago.



Figura 4. Two Union Square, Seattle.

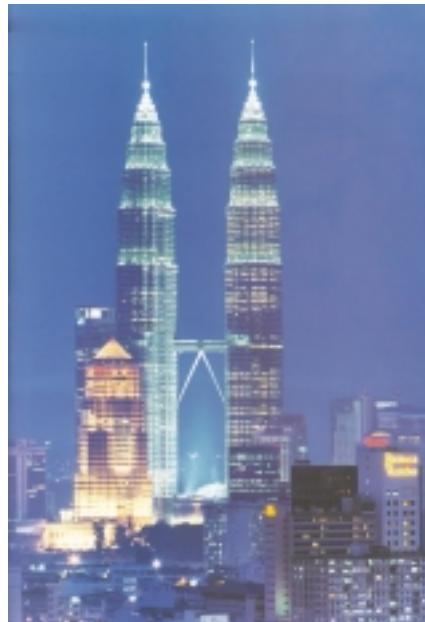


Figura 5. Torres Petronas, Kuala Lumpur.

El desarrollo de este tipo de hormigones: $f_c \geq 50$ MPa, en la Edificación de Gran Altura (EGA) comienza en Chicago hacia 1970, siendo su edificio más representativo el *Lake Point Tower* ($H \approx 180$ m; $f_c = 55$ MPa) (Fig. 1); alcanza un rango muy importante hacia 1990 en los edificios del *311 South Wacker Drive* ($H \approx 290$ m; $f_c = 84$ MPa) (Fig. 2) y *Two Prudential Plaza* ($H \approx 275$ m; $f_c = 84$ MPa) (Fig. 3) y actualmente, saliendo de sus orígenes, sus ejemplos más destacados son los edificios *Two Union Square* en Seattle ($H \approx 220$ m; $f_c = 133$ MPa) (Fig. 4) en cuanto a resistencia y las *Torres Petronas* de Kuala Lumpur en Malasia ($H \approx 450$ m; $f_c = 89$ MPa) (Fig. 5) considerando la altura.

La adecuación de los HAR a la Edificación de Gran Altura aparece casi como algo obvio o inmediato, ya que su rendimiento bajo solicitudes dominantes de grandes compresiones determina reducciones notables de sección en los elementos resistentes verticales, lo que lleva aparejado –además de la mayor superficie útil del edificio– unos volúmenes de puesta en obra menores y unos pesos propios asimismo menores, que en los casos de gran número de plantas determinan unas ventajas claras y bien definidas⁽¹⁾.

Objetivamente esto es así, pero no del todo. Existen interacciones entre los diferentes elementos resistentes que cons-

⁽¹⁾ Independientemente de las mejores condiciones de durabilidad y la reducción de la incidencia de la retracción y la fluencia, que estos hormigones determinan.

tituyen la estructura de un EGA, que requieren ser analizados más a fondo y en pormenor, y que dependen y se interrelacionan en gran medida con los siguientes factores:

- Tipología estructural del edificio, especialmente en lo relativo a las acciones horizontales.
- Tipología de las estructuras de las plantas y disposición y relación de las superficies que actúan sobre los diferentes elementos verticales.
- Incidencias de las solicitudes permanentes que actúan sobre dichos elementos verticales.
- Proceso constructivo de la estructura.
- Programa temporal de acabados, especialmente pavimentos.

En términos generales, podría decirse que el empleo del HAR no experimentaría reduccionismo alguno si las acciones permanentes en los sistemas verticales determinaran estados de tensión homogéneos en el hormigón de los diversos elementos portantes, de manera que las deformaciones diferidas de los mismos resulten prácticamente semejantes.

Pero esta condición no es fácil de alcanzar en la EGA puesto que uno de los aspectos dominantes de estos edificios consiste en controlar la respuesta resistente, estática y dinámica, de la estructura frente a las acciones horizontales de viento y eventualmente sismo.

Para ello, en general, los sistemas estructurales tienden a utilizar las envolturas de los cuerpos de comunicaciones e instalaciones: núcleos de ascensores y/o escaleras; patios de conducciones; divisiones importantes; etc.; en el intento de crear grandes tubos cerrados o semiabiertos, pantallas, o combinaciones de estos elementos, en orden a conseguir un esquema de la mayor rigidez posible para el sistema resistente en ménula vertical, huyendo, como es lógico, de los sistemas de entramado, de mucha mayor deformabilidad.

Los requerimientos de confort y funcionalidad de las plantas superiores de los edificios de altura frente a las solicitudes horizontales determinan, para los antedichos tipos de núcleos o pantallas, espesores de sus paredes que no se corresponden con la condición antes señalada de conseguir tensiones permanentes semejantes a las de los soportes aislados que completan el conjunto de piezas verticales sustentantes, al no incorporarse a dichas piezas especiales –precisamente por ser en gran medida huecas o con zonas de forjado con grandes huecos muy próximas– unas cargas permanentes capaces de lograr tales estados de tensión permanente.

Además, las necesidades funcionales de las superficies útiles de las plantas llevan a incluir, en general, el menor número posible de soportes para favorecer los procesos constructivos, planteándose por tanto un empleo mucho más activo de la capacidad de estos elementos aislados.

Esto trae como consecuencia que, de manera general, salvo en edificios diseñados con criterios muy específicos, la relación de tensiones permanentes entre los soportes y los núcleos o pantallas de un EGA puede oscilar alrededor de 3 veces, o incluso más en ciertos casos. Consiguientemente las defor-

maciones diferidas en los soportes serán de 2 a 3 veces mayores que en los núcleos o pantallas.

Así, por ejemplo, adoptando tensiones medias permanentes en el HAR de un soporte del orden de 18 MPa ($\approx 180 \text{ kp/cm}^2$), esto equivaldría a un valor elástico de la deformación $\epsilon_{oc} \approx 5,10^{-4} \approx 0,5 \text{ mm/m}$, lo que representaría para una planta alta, en el entorno de $H = 175 \text{ m}$, un descenso elástico del orden de 90 mm que, debido a los procesos constructivos planta a planta, pueden reducirse a un orden de la mitad, es decir unos 45 mm; y a un descenso diferido de fluencia y retracción del orden de 250 mm, considerando valores de $\varphi_\infty \approx 2,4$ y $\epsilon'_{cs\infty} = 18,10^{-5}$, bastante más reducidos que los de los hormigones normales.

Consiguientemente el descenso total del soporte a esa altura se situaría en el entorno de unos 295 mm.

Por el contrario, en un núcleo la tensión permanente podría situarse, para un hormigón H30, en un orden de 6 MPa ($\approx 60 \text{ kp/cm}^2$) con unos valores elásticos y diferidos correlativos de los antedichos del orden de 18 y 154 mm respectivamente considerando valores de $\varphi_\infty \approx 3,25$ y $\epsilon'_{cs\infty} = 25,10^{-5}$; con un descenso total del núcleo a la referida altura del orden de 172 mm. Esto significaría un asiento diferencial neto entre soportes y núcleos del orden de 123 mm, y aún mayores en plantas superiores, difícilmente asumibles por la funcionalidad y los acabados del edificio.

Las posibilidades para reducir estos valores son muy diversas:

- Utilización de hormigones HAR con valores mínimos de φ_∞ y $\epsilon'_{cs\infty}$ lo que conlleva una ejecución muy cuidadosa y más costosa ($a/c \approx 0,3$; microsfílice; superfluidificantes en proporciones elevadas; etc).
- Empleo de importantes cuantías de armaduras en los soportes y prácticamente mínimas en los núcleos; lo que determina una reducción aproximada del 20% en las diferencias antedichas, pero aún así todavía alejadas de los valores prácticos admisibles.
- Reducción de las secciones de los núcleos y aumento de sus dimensiones exteriores geométricas. Condiciones poco favorables usualmente al estar estos aspectos muy penalizados por las condiciones arquitectónicas y de rentabilidad de las plantas.
- Incremento de las cargas en los núcleos (concentración de su proximidad de aljibes; centros de instalaciones, etc.) procesos válidos pero poco eficaces en valor absoluto.
- Incremento de acero en los soportes empleando secciones mixtas y reduciendo la dimensión y sección real del hormigón.
- Incremento de la sección estricta necesaria de hormigón, con pérdida de la eficacia y sentido del uso del HAR.
- Máximo retraso posible en la colocación de pavimentos, ceramamientos y tabiquería respecto a la ejecución de la estructura.

Y en general resulta obligada una combinación de todos estos factores, para poder alcanzar las condiciones funcionales requeridas.

De todo lo anterior puede establecerse una generalización, siempre arriesgada pero orientativa, que diría:

"La utilización del HAR en los soportes de los EGA no puede extenderse activamente a la totalidad de su altura sino que, en términos generales debería limitarse al 40% de la misma o ligeramente superior. Además estas piezas deben ir fuertemente armadas o incluso combinadas en secciones mixtas".

Para poder evitar estos condicionamientos, en orden a reducir los asientos diferenciales entre los núcleos y sopor-

tes, el sistema estructural debería diseñarse en total integración con el arquitectónico con el fin de graduar adecuadamente las solicitudes permanentes de ambos tipos de piezas.

Así tipologías estructurales del tipo de las definidas en las figuras 6 y 7, en las que amplias superficies apoyan mediante voladizos o vigas en los núcleos, podrían llegar a ser completadas en su totalidad con HAR; mientras que en los sistemas del tipo de los incluidos en las figuras 8 y 9, con superficies relativamente estrechas cargando sobre los núcleos, no será prácticamente posible alcanzar tales condiciones.

Obviamente, en las estructuras aporticadas o del tipo de tubos ligados (*bundled tubes*) la utilización sería perfectamente factible en la práctica totalidad de la obra.

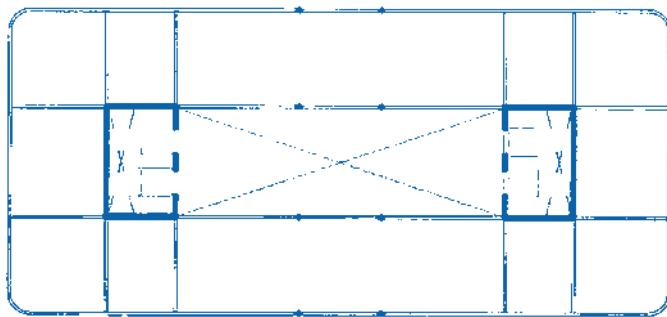


Figura 6

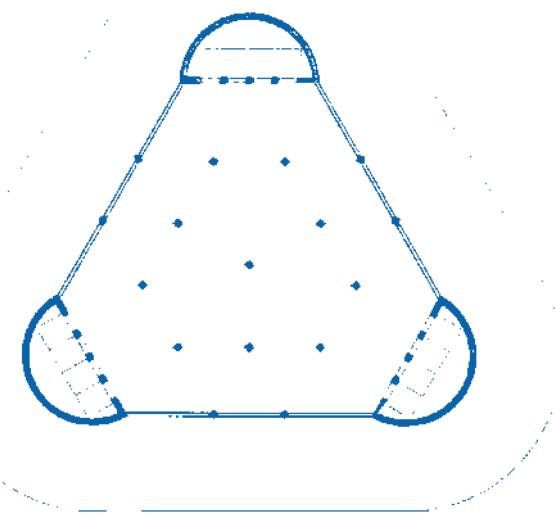


Figura 7

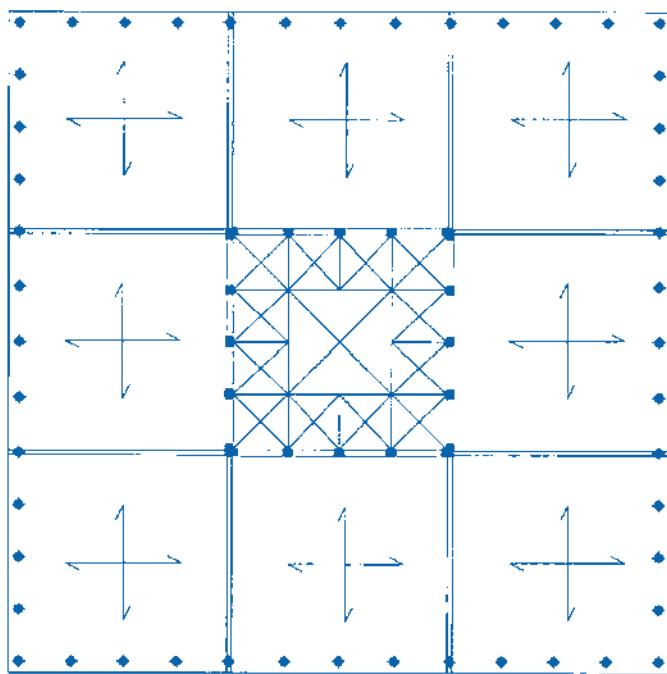


Figura 8

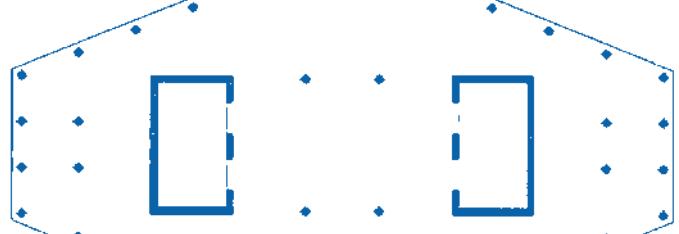


Figura 9

El siguiente punto de reflexión relativo a los HAR corresponde a la interacción entre soportes y forjados. En general, estos últimos no requieren el empleo de HAR al estar usualmente condicionados por los factores de esbeltez (flecha), a causa de la tendencia a reducir el número de soportes e incrementar las luces de los vanos de las plantas.

La tipología de los forjados es asimismo un factor influyente. Los tipos más empleados actualmente en la EGA son los siguientes:

- Losas macizas y casetonadas, armadas o pretensadas, en hormigones normales o ligeros.
- Losas mixtas de chapa plegada con sistemas de vigas aligeradas, alveoladas o en celosía.
- Sistemas prefabricados apoyados en vigas de fachada, o interiores muy aligeradas, para paso de instalaciones.

La flexibilidad, el peso, y los procesos constructivos de estos sistemas inciden también en gran medida en el uso más o menos activo del HAR para los soportes. Así:

- En los forjados de hormigón del primer tipo, la ejecución usual: soporte-losa-soporte, requiere que las zonas de piso atravesados por los soportes deben ser realizadas con el HAR empleado para estos, lo cual determina la necesaria ejecución de la losa en dos fases:

 - 1.^a) Hormigonado de las zonas de soporte y próximas al mismo, en HAR; con la necesaria disposición de contenciones para mantener adecuadamente confinado y colocado este hormigón.
 - 2.^a) Zonas de vanos, en hormigón normal.

- En los otros dos casos el proceso anterior puede evitarse, al tener la posibilidad de no interrumpir la sección del soporte (Fig. 10).

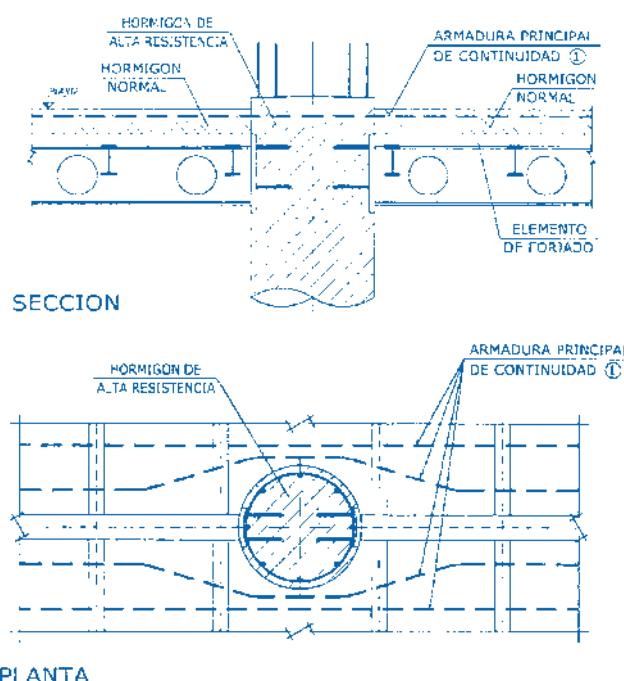


Figura 10. Intersección de soportes y forjados.

Asimismo, aspectos semejantes se dan también en las cimentaciones, normalmente realizadas en hormigones normales, requiriéndose el realizar zonas de transferencia relativamente importantes con el HAR (Fig. 11).



Figura 11. Arranque de soportes.

El empleo del HAR en los núcleos es prácticamente innecesario, salvo esquemas estructurales y funcionales muy expresamente diseñados, como ha quedado antes expuesto.

Como resumen de todo lo antedicho podría enunciarse lo siguiente:

El empleo de hormigones de alta resistencia en las piezas verticales de los edificios de gran altura solo puede llevarse a cabo en porcentajes muy elevados, si el proceso de configuración y diseño del edificio es llevado a cabo en forma interactiva y adecuada entre la Ingeniería Estructural y la Arquitectura teniendo en cuenta las premisas mencionadas.

El caso particular al que ahora pasaré a referirme, no ha sido precisamente proyectado bajo estas características, sino que se han dado las usuales de tener que definir una estructura a partir de una diseño arquitectónico y funcional establecido –en este caso resultado de un concurso restringido de propuestas entre grandes arquitectos–, al cual debe incorporarse con las mínimas interacciones posibles un sistema resistente en parte preconcebido durante la fase de la concepción arquitectónica.

El edificio TORRE ESPACIO, actualmente en fase final del proyecto, presenta las siguientes características (Fig. 12):

Altura total: 237 m; (219 m sobre rasante)
62 plantas; (56 plantas sobre rasante)
6 sótanos, con una profundidad total de 18,4 m

Dimensiones en planta: 42,6 x 42,6 m

Arquitectos: Pei, Cobb, Freed & Partners; Nueva York.

Arquitecto Asociado:
Reid Fenwick Asociados; Madrid.

Propiedad: Inmobiliaria Espacio (Grupo Villar Mir).



Figura 12. Edificio Torre Espacio, Madrid

Asimismo, la propiedad consideró obligado la realización del edificio en su práctica totalidad en hormigón armado, y con la máxima utilización posible del HAR con resistencias comprendidas entre 60 y 80 MPa.

Del estudio de la Arquitectura y las distribuciones del edificio, inmediatamente se puso de manifiesto su pertenencia al grupo de soluciones no ajustadas a un uso amplio del HAR y, por tanto, que el empleo del mismo solo sería relativo o parcial.

El esquema estructural principal considerado responde al tipo denominado como sistemas “sombrero” o “cinturón”;

consistente en la interacción de un tubo o núcleo central y un grupo de soportes periféricos vinculado a aquél, en coronación (sombrero) o a una altura intermedia (cinturón), mediante grandes elementos flectados, para conseguir mediante la transferencia de axiles de compresión y tracción, a uno y otro lado del núcleo, la colaboración de tales soportes en el proceso deformativo frente a las acciones horizontales.

En el presente caso el sistema es del tipo cinturón, y la composición completa del sistema estructural está formada por los siguientes subsistemas (Fig. 13 y 14):

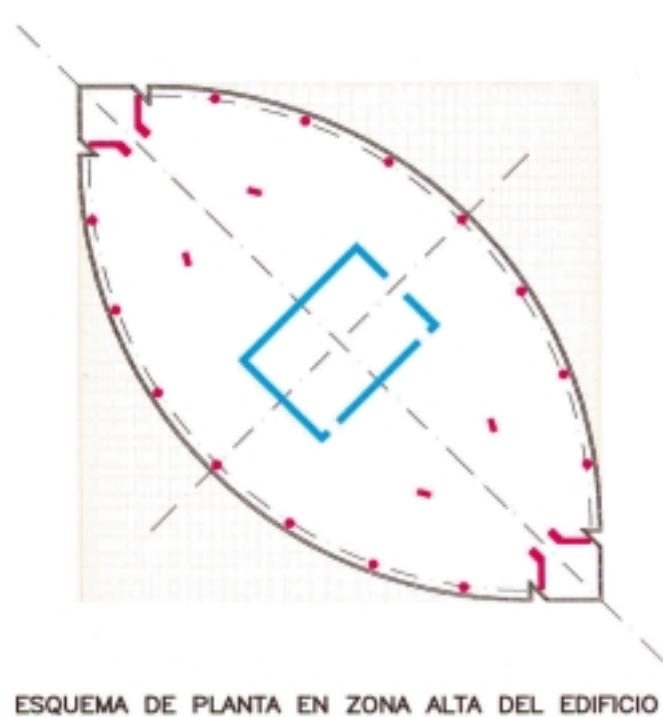
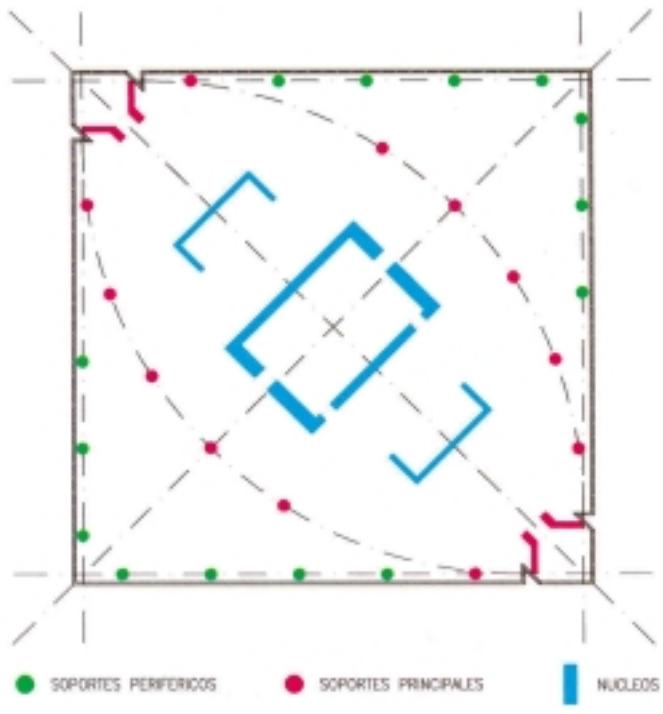


Figura 13

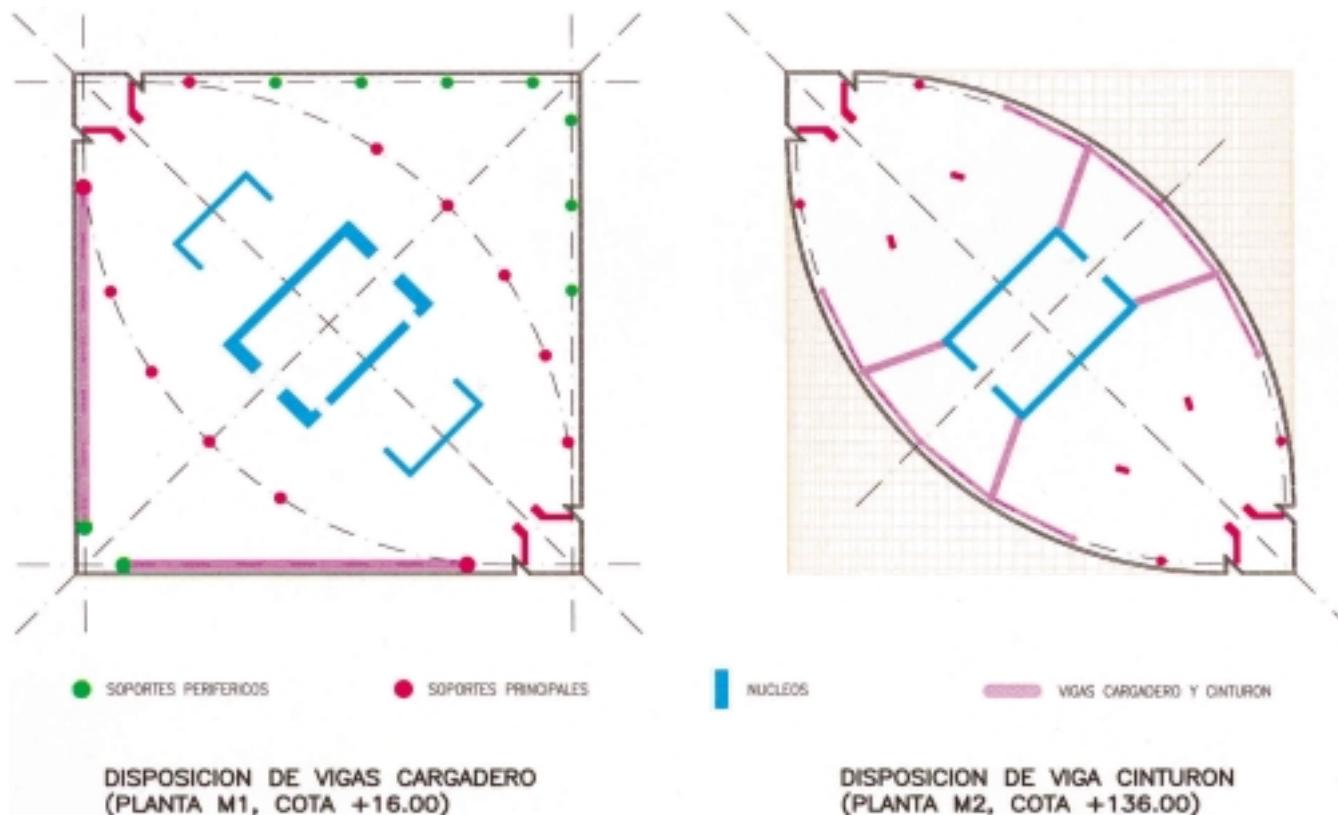


Figura 14

1. Sistema o tubo central; compuesto por tres núcleos de hormigón, centrados en la planta, cada uno de los cuales envuelve una batería de ascensores: el central, de sección rectangular cerrada y más amplio, se extiende a la totalidad de la altura del edificio; mientras que los dos restantes, de sección también rectangular pero abierta en C, se interrumpen a alturas intermedias.
 2. Grupo de soporte principales; formado por 10 de las unidades pertenecientes al conjunto de soportes dispuestos en la periferia de la elipse que conforma la parte central del edificio que se alza, a través de las zonas inferiores más complejas, hasta la coronación.
Dichos soportes se vinculan a los núcleos mediante el sistema cinturón descrito más adelante.
Otros 8 soportes, 4 periféricos y 4 de esquinas en las zonas de las escaleras de emergencia completan este grupo, constituido por piezas de tipo mixto.
 3. Sistema cinturón; conjunto de grandes vigas radiales, que partiendo del núcleo central cerrado, como prolongación de sus lados cortos, se unen a dos grandes vigas de fachada, cada una de las cuales conecta 5 de los soportes principales antedichos.
Este sistema se sitúa a unos 2/3 de la altura total, aprovechando la necesidad de una entreplanta técnica, que también resultaba favorable el ubicar a esta altura, y su trabajo fundamental se efectúa en la dirección transversal a la elipse, y más desfavorable del núcleo, aunque también colabora en la longitudinal, más favorable.
 4. Soportes periféricos de fachada; en parte verticales y en parte inclinados según se sitúen en las fachadas planas o curvas respectivamente, que cierran la parte inferior del edificio, la cual surge de una planta cuadrada y termina a alturas muy variadas, a medida que la macla con la elipse central va desapareciendo. Su trabajo frente a las acciones horizontales en el computo del edificio, aunque menor que el de los soportes principales, no es despreciable y se produce a través de las placas de forjado.
 5. Dos grandes vigas cargadero; situadas en la parte inferior, en dos lados adyacentes del cuadrado que constituye la planta total, recogen a los soportes superiores de estas dos fachadas para liberar las zonas bajas y crear un gran hall-mezanine en la zona de accesos principales al edificio.
 6. Forjados de piso; constituidos por losas macizas de hormigón armado de 28 cm de espesor, empotradadas elásticamente con los núcleos y soportes de la estructura.
 7. Losa de cimentación.
- Dentro del tema del HAR que nos ocupa, puede señalarse que fueron llevados a cabo inicialmente modelos simplificados que reproducían la estructura global del edificio, pero agrupando los forjados en bloques de 4 plantas. Se contrastaron así rigideces variables para los sistemas 1, 2 y 3 de núcleos, soportes principales y cinturón, para optimizar las condiciones de su trabajo conjunto respecto a las acciones horizontales de viento.

Asimismo, el modelo citado permitió establecer dimensiones correctas de tales elementos y las posibilidades de empleo real del HAR en las zonas apropiadas del edificio, considerando las condicionantes deformativas entre sistemas, previamente descritas.

Antes de precisar estos temas, debe también exponerse en forma somera el control llevado a cabo relativo a las referidas acciones horizontales.

En primer lugar, fueron evaluadas las fuerzas globales de arrastre (coeficiente eólico), mediante los valores analíticos proporcionados por el EC1 y las recomendaciones de la ECCM, a partir de la velocidad de referencia adoptada $V_{ref} = 24$ m/seg, correspondiente a Madrid, según la IAP.

En paralelo, se llevó a cabo la realización de un modelo rígido en túnel de viento que permitió estimar estos mismos valores de arrastre, así como las fluctuaciones de puntas y valles de presión y succión en las fachadas y zonas inferiores.

Este modelo a escala 1/200, llevado a cabo en la E.T.S. de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid, fue sometido a una solicitud de viento uniforme, sin consideración por tanto, de la capa límite (configuración del terreno) pero teniendo en consideración la cercana presencia de otro edificio análogo a construirse en breve plazo.

Los valores globales de los momentos en la base de la torre obtenidos por este procedimiento fueron superiores a los deducidos del análisis normativo:

- 24% en la dirección transversal a la elipse;
- 38% en la dirección longitudinal a la misma.

Finalmente, fue llevada a cabo la realización de otro modelo en túnel de viento en los Laboratorios Davenport de Ontario (Canadá)⁽²⁾, a escala 1/400, en el que fue considerado el efecto de la capa límite, mediante la disposición detallada del relieve y edificaciones del entorno actual: zonas suburbanas al norte y urbanas al sur, en un entorno de radio 500 m centrado en el edificio.

Asimismo, se tuvo en consideración la presencia en un futuro inmediato del edificio semejante en la proximidad y dispuesto en la forma más desfavorable posible respecto al de estudio.

La modelización del viento incorporaba el gradiente vertical de velocidades medias del viento real previsible, con un valor de la velocidad de referencia (a 10 m de altura) de 27 m/seg.⁽³⁾; y una velocidad media de gradiente en una hora de 48 m/seg.

Este ensayo permite obtener, a partir de un procedimiento recientemente desarrollado por el citado laboratorio, las acciones dinámicas producidas por el viento mediante la integración de las medidas de presión instantáneas controladas

simultáneamente en todos los puntos medidos, mediante una lectura de alta velocidad.

Con estos datos y las propiedades modales de la respuesta dinámica aeroelástica del modelo analítico previamente estudiado, considerando coeficientes de amortiguamiento estructural comprendidos entre 1 y 2%, fundamentalmente (aunque también se estudiaron valores adicionales de 0,5%, 0,8% y 4% para garantizar la sensibilidad del sistema), se determinaron los efectos globales sobre la estructura: movimientos horizontales, aceleraciones y acciones estáticas equivalentes. En el estudio final de la estructura se adoptaron los valores correspondientes al amortiguamiento estructural del 1,5% que se estima perfectamente apropiado, del lado de la seguridad, para el tipo estructural y el material dominante del edificio.

Las frecuencias obtenidas de los modos principales del edificio, y empleadas en el control antedicho fueron (Fig. 15):

Modo 1	0,126 Hz	(Periodo 7,9 seg)
Modo 2	0,154 Hz	
Modo 3	0,323 Hz	

Este ensayo confirmó, con ligeras reducciones, los valores globales de arrastre obtenidos y determinó que la respuesta dinámica del edificio, predimensionado con los valores de los análisis previos, basados en la condición de limitar el desplazamiento en coronación a un valor $\delta \leq H/500 \approx 0,47$ m, ofrecía condiciones apropiadas:

Para acciones de viento con periodo de retorno de 10 años, la aceleración máxima prevista en la planta superior, sin incidencia de la torre próxima, para un 1,5% de amortiguamiento estructural, resulta: 18.2 mili-g.

Y con la incidencia de la torre próxima en la peor orientación posible: 23.1 mili-g.

La aceleración torsional en ningún caso supera los 2 mili-g, a 30 m del centro del edificio.

Valores perfectamente adaptados a los requerimientos de confort.

Para un periodo de retorno de 100 años, las aceleraciones máximas resultan:

57 mili-g, sin incidencia de la torre próxima;

63 mili-g, con incidencia de la misma.

En la realidad estos valores se sitúan ligeramente del lado de la seguridad ya que la rigidez estimada en la fase previa para el núcleo central cerrado (perforado por las puertas de acceso a la zona de ascensores), resultó algo inferior a la posteriormente deducida en el modelo analítico global empleado para el dimensionado y control final de los elementos, en el

⁽²⁾ Alan G. Davenport Wind Engineering Group. Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory. University of Western Ontario, London, Ontario, Canada.

⁽³⁾ Ajustado posteriormente durante el análisis del edificio al valor de referencia de 24 m/seg. antes citado.

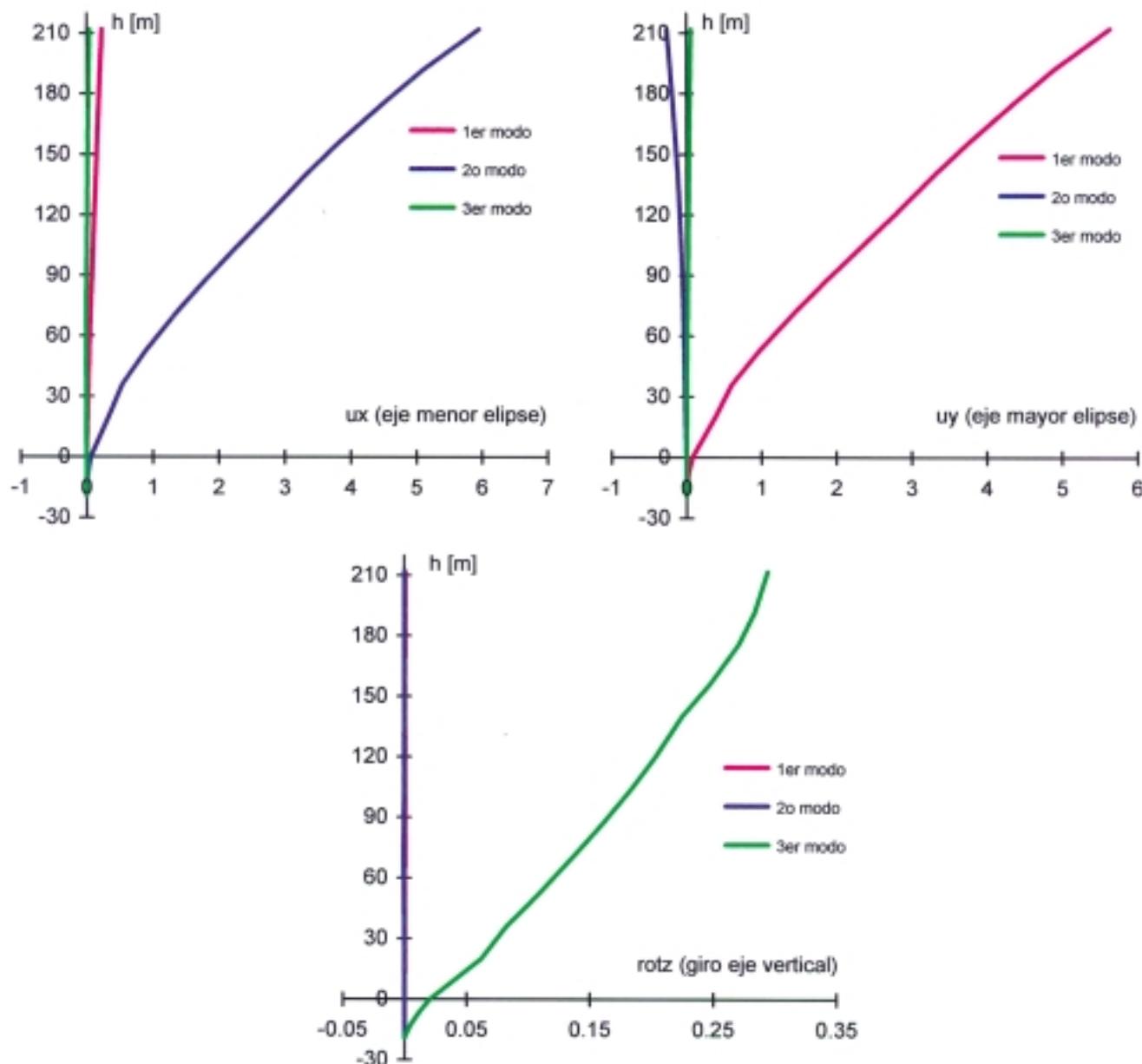


Figura 15. Geometría de los modos propios de vibración de la torre.

cual se incorpora la totalidad de los diferentes sistemas estructurales, soportes y forjados reales del edificio.

Pasos paralelos llevados a cabo en el estudio efectuado fueron:

- Control de la cimentación formada por una losa de gran canto (4 m de espesor) pretensada en las dos direcciones ortogonales, para mantener su rigidez no fisurada, evitando cantos mayores y sus correspondientes profundidades y longitud de pantallas.
- Dimensionamiento de las potentes vigas cargadero mixtas en celosía, con inclusión de diagonales activas mediante pretensado en el interior de sus secciones metálicas, con el fin de poder ir eliminando los asientos (flechas) durante la ejecución (tres fases de tesado) y lograr que sólo las flechas de sobrecarga y una ligera fracción de las permanentes sean activas y afecten al sistema de forjados inmediatamente próximos en altura.

- Análisis de los efectos diferidos y límites en la disposición y distribución de las secciones de HAR, teniendo en cuenta el proceso constructivo real, y la consideración de los valores de φ_t y ε_{est} con las edades correspondientes a cada fase (Fig. 16). Se incluyen además en esta figura los valores de los descensos que se producirían si la estructura fuera puesta idealmente en carga permanente en su totalidad de una manera simultánea, como si estuviera idealmente cimbrada.

- Optimización de los sistemas de soportes, con configuración mixta y diversas calidades de hormigón, en base a las capacidades resistentes y de deformabilidad requeridas, analizados sin considerar tracciones en los perfiles metálicos para facilitar los procesos constructivos. La distribución final de los hormigones empleados en los elementos verticales del edificio han sido, los reflejados en la figura.

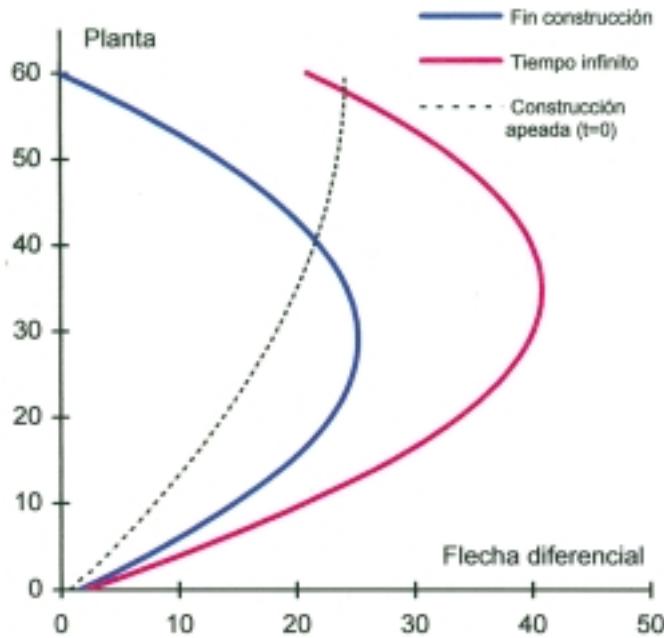


Figura 16. Flechas diferenciales entre el núcleo central y los soportes principales.

- Análisis del sistema cinturón, para ajustarse a los requerimientos resistentes de transferencia entre núcleo central y soportes de elipse bajo las solicitudes de viento, teniendo en consideración los requerimientos planteados por la disposición de aljibes y pasos de uso y cruce de instalaciones requeridos en las grandes pantallas de hormigón que forman estos elementos.

En el proyecto de la estructura de esta edificación están participando los Ingenieros de Caminos:

Miguel Gómez Navarro, Jefe de Proyecto

Belén Ballesteros Molpeceres

Carlos Castañón Jiménez

María Corral Escribano

Miguel Fernández Ruiz

Álvaro Serrano Corral

del estudio MC2;

y:

Arturo Castellano Ortuño

Tomás Ripa Alonso

de IDEAM.

Torre Espacio. Proyecto arquitectónico

Torre Espacio. Architectural design

José Bruguera Massana⁽¹⁾

Recibido / Received: 27/11/2007
Aceptado / Accepted: 20/02/2008

RESUMEN

El presente artículo describe las características arquitectónicas del edificio situado más al norte del conjunto Cuatro Torres Business Area (CTBA), en Madrid. Tras realizar una introducción con unas reflexiones sobre su concepción se pasa a explicar los accesos al mismo, así como las plantas bajo y sobre rasante, indicando el uso de las mismas, tanto en las de uso público como en las técnicas destinadas a los equipos de las instalaciones. Finalmente, se muestra el planteamiento de la fachada del edificio y de la climatización de los volúmenes afectados.

Palabras clave: rascacielos, muro climático activo.

ABSTRACT

This article describes the architectural features of the building located most to the north out of the overall Cuatro Torres Business Area (CTBA), in Madrid. After an introduction with thoughts on its conception, the accesses to the tower are explained as well as the ground floor and above street level floors, describing the use to which they are earmarked both with respect to the public and to the technologies for the installations' equipment. Finally, the approach taken to the building's façades and air conditioning of the areas involved are described.

Key words: Skyscraper; active climate wall.

⁽¹⁾ Arquitecto AIA, Associate Partner.

Persona de contacto / Corresponding author: jbruguera@pcf-p.com



Figura 1. Solar ocupado por la Ciudad Deportiva del Real Madrid antes de la construcción de las torres.

Figure 1 . Site occupied by the Real Madrid Sports Complex before the towers were built .

1. INTRODUCTION

Promoted by the Villar Mir Group, the Torre Espacio building occupies a privileged site in Madrid's most important avenue and, therefore, should provide something more than attractive, efficient office spaces: it should strengthen the surroundings in which it is embodied apart from reviving Madrid's street profile, since it will be one of the city's most prominent buildings (Figure 1). In order to take advantage of this opportunity whilst at once fulfilling these premises, we have proposed a unique, slender building whose geometry provides a changing view (Figure 2).

In the words of Henry Cobb, Torre Espacio owes its peculiar shape to an impulse: the desire to prove something, to bring what is inert to life, to make the immovable mobile. Not content to have our tower erect on the ground, we wanted it to climb up from the earth like something growing. Every form of plant life, be it a blade of grass or a robust tree, changes its structure while growing. Therefore, from the root to the trunk, the branch and the leaf, the evolution of its shape proves it is alive.

Could a skyscraper -its concrete frame being wrapped in a firm skin of metal and glass - be modelled in such a way that it were seen in another light, as if having risen from the earth as a real living being?

We began our experiment endeavouring to imagine how a high rise building, with a square plan at its base, could gradually evolve into a rhombus formed by two fourth parts of a circle at its crown. Our aim was to cause a rotational change that would give life to the tower by exposing different shapes in a peculiar manner, seen from different points (Figure 3). After trying out several sloping, stepped profiles, we discovered that the cosine curve was the ideal geometrical mechanism to achieve the evolution desired in a shape under construction (Figure 4). By distributing the points of intersection between the emerging curved surfaces and the orthogonal components falling back from the tower's successive storeys, the cosine curve facilitates the building and assembling of the tower's outside wall. But, even more important, seeing that its index of curvature is not constant but decreases as it advances, the cosine curve gives a palpable feeling of acceleration energising the tower's shape, giving it life. We believe we have found the means whereby our tower displays what we wanted.

2. ACCESSES

The tower's main access is gained via the building's East and South façades which are linked to the Paseo de la Castellana (Castellana Avenue) through the new Plaza (Square) where the four

1. INTRODUCCIÓN

El edificio Torre Espacio, promovido por el Grupo Villar Mir, ocupa un emplazamiento privilegiado en la avenida más importante de Madrid, y debe por lo tanto aportar algo más que espacios de oficina atractivos y eficientes: debe potenciar el entorno en el que se incorpora, además de reavivar el perfil urbano de Madrid, puesto que será uno de los edificios más prominentes de la ciudad (Figura 1). Para aprovechar esta oportunidad al tiempo que cumplir con estas premisas, hemos propuesto un edificio singular y esbelto con una geometría que permita tener una visión cambiante (Figura 2).

De acuerdo con las palabras de Henry Cobb, Torre Espacio debe su peculiar forma a un impulso: el deseo de demostrar algo, de darle vida a lo inerte, de hacer móvil lo inamovible. No contentos con tener nuestra torre erguida sobre el suelo, queríamos que ascendiera desde la tierra como algo que crece. Toda forma de vida vegetal, sea una brizna de hierba o un árbol robusto, cambia su estructura mientras crece. Por tanto, desde la raíz hasta el tronco, la rama y la hoja, la evolución de su forma evidencia su vida.

¿Podría un rascacielos -su armazón de hormigón envuelto en una piel firme de metal y cristal- estar modelado de tal forma que fuera visto de otro modo, como habiendo surgido de la tierra, como un auténtico ser vivo?

Empezamos nuestro experimento intentando imaginar cómo un edificio en altura, de planta cuadrada en su base, podría evolucionar gradualmente a un rombo formado por dos cuartas partes de un círculo en su corona. Nuestro objetivo era provocar un cambio rotacional que diera vida a la torre exponiendo distintas formas de una manera peculiar, vistas desde distintos puntos (Figura 3). Después de probar varios perfiles inclinados y escalonados, descubrimos que la curva coseno era el mecanismo geométrico ideal para lograr la evolución deseada en una forma en construcción (Figura 4). Distribuyendo los puntos de intersección entre las superficies curvas emergentes y los componentes ortogonales que retroceden de plantas sucesivas de la torre, la curva del coseno facilita la fabricación y el ensamblaje del muro de cerramiento de la torre. Pero

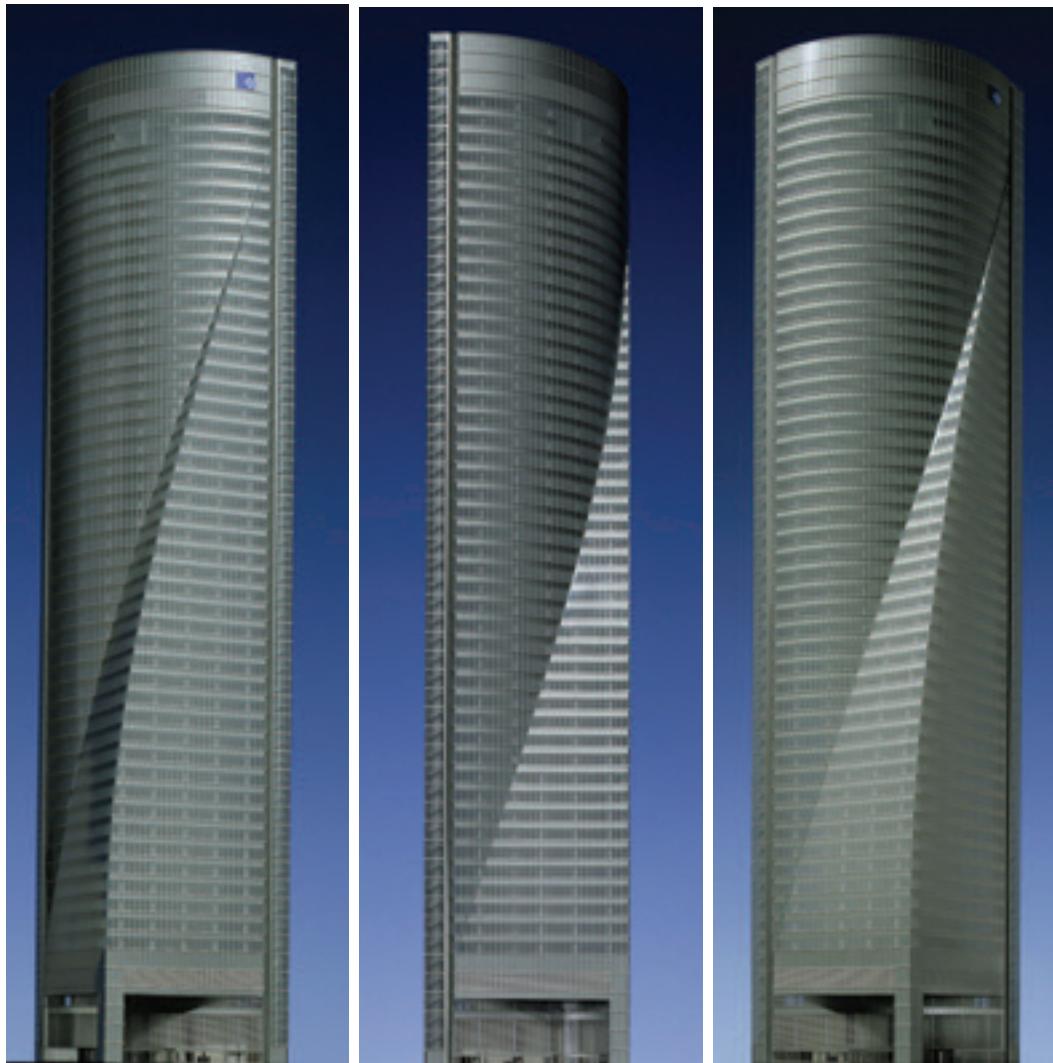


Figura 2. El modelo digital del edificio Torre Espacio desde diferentes puntos de vista.
Figure 2 – The Torre Espacio building's digital model from different points of view.

más importante aun, debido a que su índice de curvatura no es constante sino que decrece mientras avanza, la curva coseno imparte un sentido palpable de

aceleración que energiza la forma de la torre, dándole vida. Creemos que hemos encontrado los medios para que nuestra torre muestre lo que queríamos.

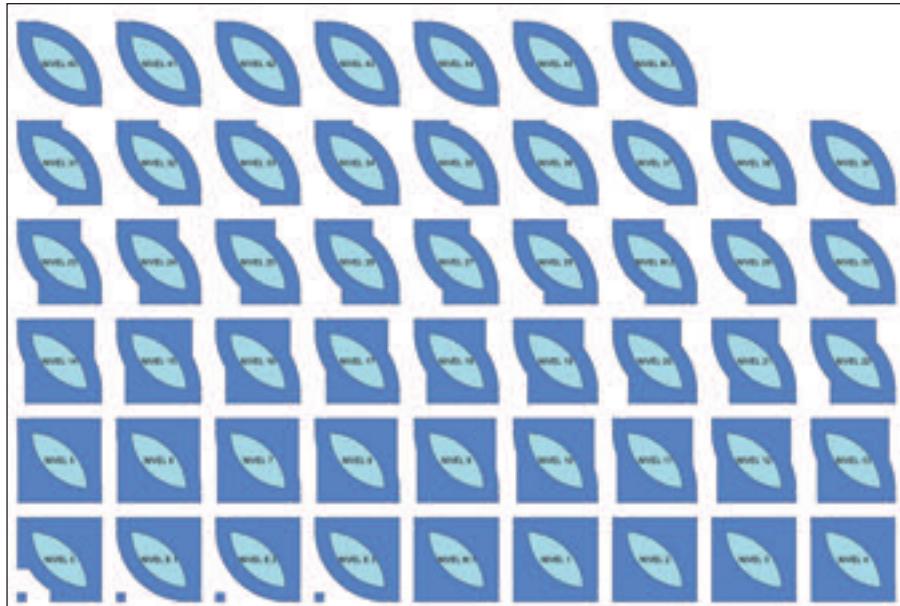


Figura 3. Variación de la forma de las plantas con la altura.
Figure 3. Variation in the shape of the floors with height .

overall towers are located. The access therefore offers a view of the development with its pond and garden areas around the tower (Figures 5 and 6).

Cars and lorries reach the Building's car park from the underground road running around the perimeter as per the schematic arrangement defined in the Partial Development Plan. The perimeter road's level which is, therefore, that of the car park's entry and exit, is approximately -6.9 corresponding to storey -2. Two accesses are available, one at the East end of the ground and the other at its West end. The service vehicle entry and exit are located at the West end. Vehicles are internally distributed over the 6 underground car park floors via two ramps.

The building is entered through two halls with revolving doors arranged in the façades mentioned or through a bank of four lifts coming from the below street level car park. The three storey high main hall is accessed where the two reception areas are located. The main hall is considered as a transition area between floors above ground level and the basements, as being the main access route to the building's different areas. Two security control points have therefore been sited between the main entrance and the bank of lifts.

The building's central architectural core [1] organises both vertical and horizontal traffic. It includes four banks of lifts servicing the building's different areas. The first bank is formed by four lifts that service the six below street level car parks. The remaining three banks have six lifts which serve the building's office floors divided into three areas: Floors 1 to 18, Floors 18 to 33 and Floors 33 to 52. Apart from the public lifts, the architectural core houses the services, technical installations galleries and two service lifts. The lift hall provides access to the rear part of the building which is unique in character

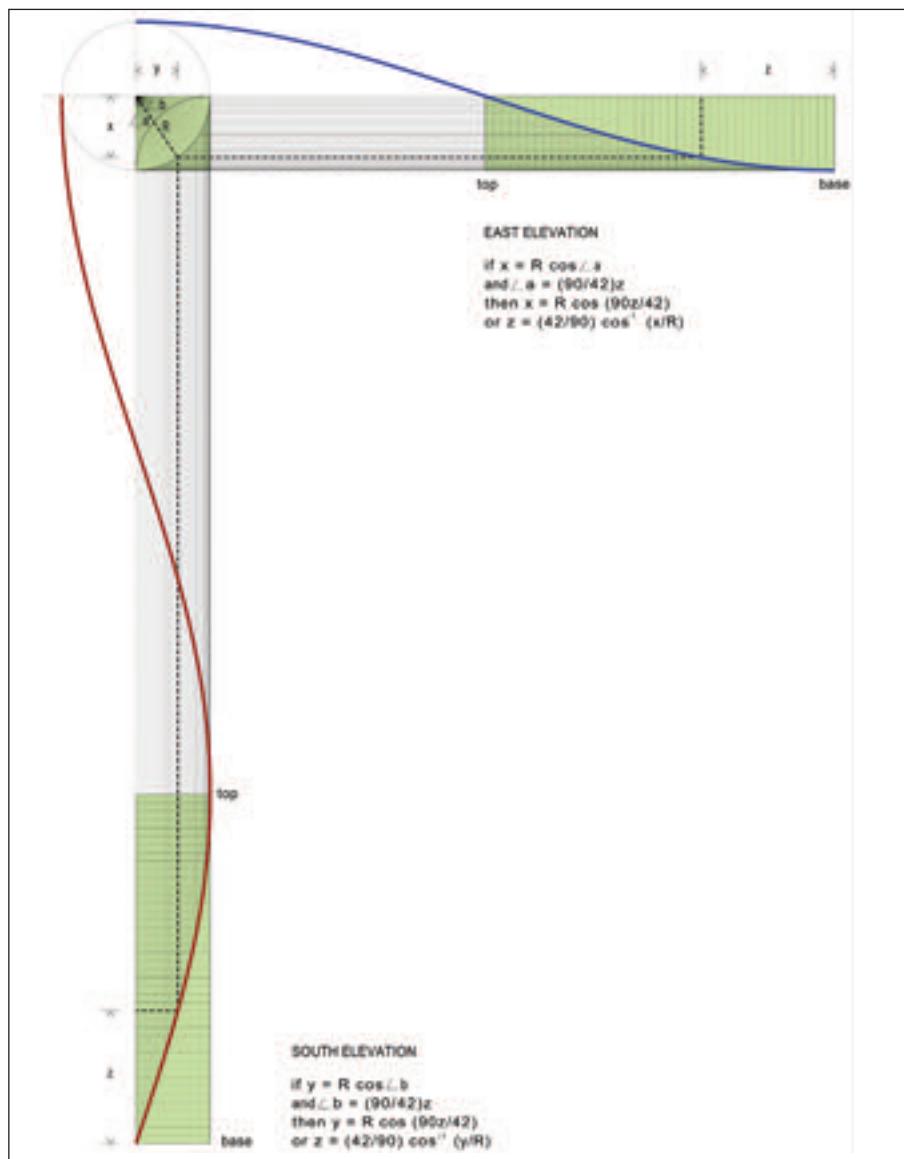


Figura 4. Generación de la geometría del edificio a partir de la curva coseno.

Figure 4. Generation of the building's geometry from the cosine curve.

and for common use. This area of the building consists of three mezzanines organised around a three storey high

triangular atrium, with a lift providing a panoramic view, a monumental staircase and two storey high areas with ter-

Figura 5. Infografía con el acceso peatonal al edificio.
Figure 5. Infography with the building's pedestrian access.

2. ACCESOS

El acceso principal a la torre se produce por las fachadas Este y Sur del edificio que están vinculadas con el Paseo de la Castellana a través de la nueva Plaza en la que se ubican las cuatro torres del conjunto. El recorrido de acceso ofrece, por tanto, una vista de la urbanización con sus zonas de estanques y ajardinadas que se desarrollan alrededor de la torre (Figuras 5 y 6).

Los coches y los camiones acceden al parking del edificio desde el viario subterráneo situado perimetralmente a las parcelas según la disposición esquemática definida en el Plan Parcial. La cota del viario perimetral, y por tanto de las entradas y salidas del aparcamiento, es aproximadamente -6,9 correspondiendo a la planta -2. Se disponen dos accesos, uno en el límite Este del terreno y otro en el límite Oeste del mismo. La entrada y salida de los vehículos de servicio están ubicadas en el límite Oeste. La distribución interna de los vehículos en las 6 plantas bajo rasante de aparcamiento se lleva a cabo a través de dos rampas.

La entrada al edificio se produce a través de dos vestíbulos con puertas giratorias dispuestas en las fachadas indicadas, o bien a través de un núcleo de cuatro ascensores que vienen del aparcamiento bajo rasante. Se accede directamente al vestíbulo principal de triple altura donde se distribuyen los dos espacios de recepción. El vestíbulo principal se considera como un espacio de transición entre las plantas sobre rasante y los sótanos, por ser la principal vía de acceso a las diferentes zonas del edificio. En consecuencia, se han previsto dos puntos de control de seguridad situados entre la entrada principal y el núcleo de comunicación vertical.

El núcleo central [1] arquitectónico del edificio organiza las circulaciones tanto verticales como horizontales de personas e instalaciones. En él se incluyen cuatro baterías de ascensores que dan servicio a las diferentes zonas del edificio. El primer grupo está formado por cuatro ascensores que sirven a las seis plantas del parking bajo rasante. Las otras tres baterías restantes son de seis ascensores los cuales sirven a todas las plantas de oficinas del edificio divididas en tres zonas: Plantas 1 a 18,



Figura 6. Infografía con el vestíbulo de acceso al edificio.
Figure 6. Infography with the building's access lobby.

Plantas 18 a 33, y Plantas 33 a 52. El núcleo arquitectónico alberga, además de los ascensores públicos, los servicios, las galerías técnicas de instalaciones y dos ascensores de servicio. A través de los vestíbulos de ascensores se accede a la parte posterior del edificio que es de carácter singular y uso común. Este área del edificio consta de tres entreplantas organizadas alrededor de un atrio triangular de triple altura con un ascensor panorámico, una escalera monumental y espacios de doble altura, con usos terciarios y comerciales al servicio del uso principal de oficinas.

3. PLANTAS BAJO RASANTE

Fuera del perímetro que ocupa la Torre sobre rasante, y llenando todos los límites del solar, se desarrolla el aparcamiento general en seis plantas. En las seis plantas bajo rasante que ocupan el perímetro de la Torre, se ubican en general los espacios que no requieren luz natural como mantenimiento de instalaciones, espacios técnicos y de instalaciones, y los espacios de uso ocasional vinculados al acceso del aparcamiento VIP.

Las características básicas del aparcamiento son las siguientes:

- 1.150 plazas distribuidas en 6 Plantas Bajo Rasante.

tiary and commercial uses in the service of the main office use.

3. FLOORS BELOW GROUND LEVEL

The six floor general car park is outside the perimeter of the Tower occupies above ground level and fills all the plot's limits. Areas not calling for natural lighting are located in general on the six floors below ground level occupying the Tower's perimeter, such as installation maintenance, technical and installation areas and areas used occasionally, connected to the VIP car park access.

The car park's basic features are:

- 1,150 car spaces distributed over the 6 below Ground Level Storeys.
- Car park restricted to VIPs with direct lift access.
- Parking lot for 3 lorries or 10 vans on Storey S2.

4. ABOVE GROUND LEVEL FLOORS

The building above ground level can be divided into four different types of floor (Figure 7):

- Aparcamiento restringido para VIPS con acceso directo a los ascensores.
- Aparcamiento para 3 camiones o 10 furgonetas en la Planta S2.
- Tres plantas de accesos con usos de Cafetería, Gimnasio, Restaurante.
- Cuarenta y tres plantas tipo de oficina.
- Dos plantas de uso común (*Sky lobbies* en las Plantas 18 y 23).
- Dos Plantas de Dirección Corporativa.
- Tres plantas Técnicas (Plantas M1, M2 y M3).

4.1. Plantas tipo de oficinas

Estas plantas están diseñadas para permitir la máxima flexibilidad para diferentes tipologías de oficinas. El módulo tipo tanto de fachada como de falso techo es de 1,20m, permitiendo el

4.1. Office type floors

These floors are designed to allow maximum flexibility to the different types of office. The standard facade and false ceiling module is 1.20m, allowing the floor to be used both as for open

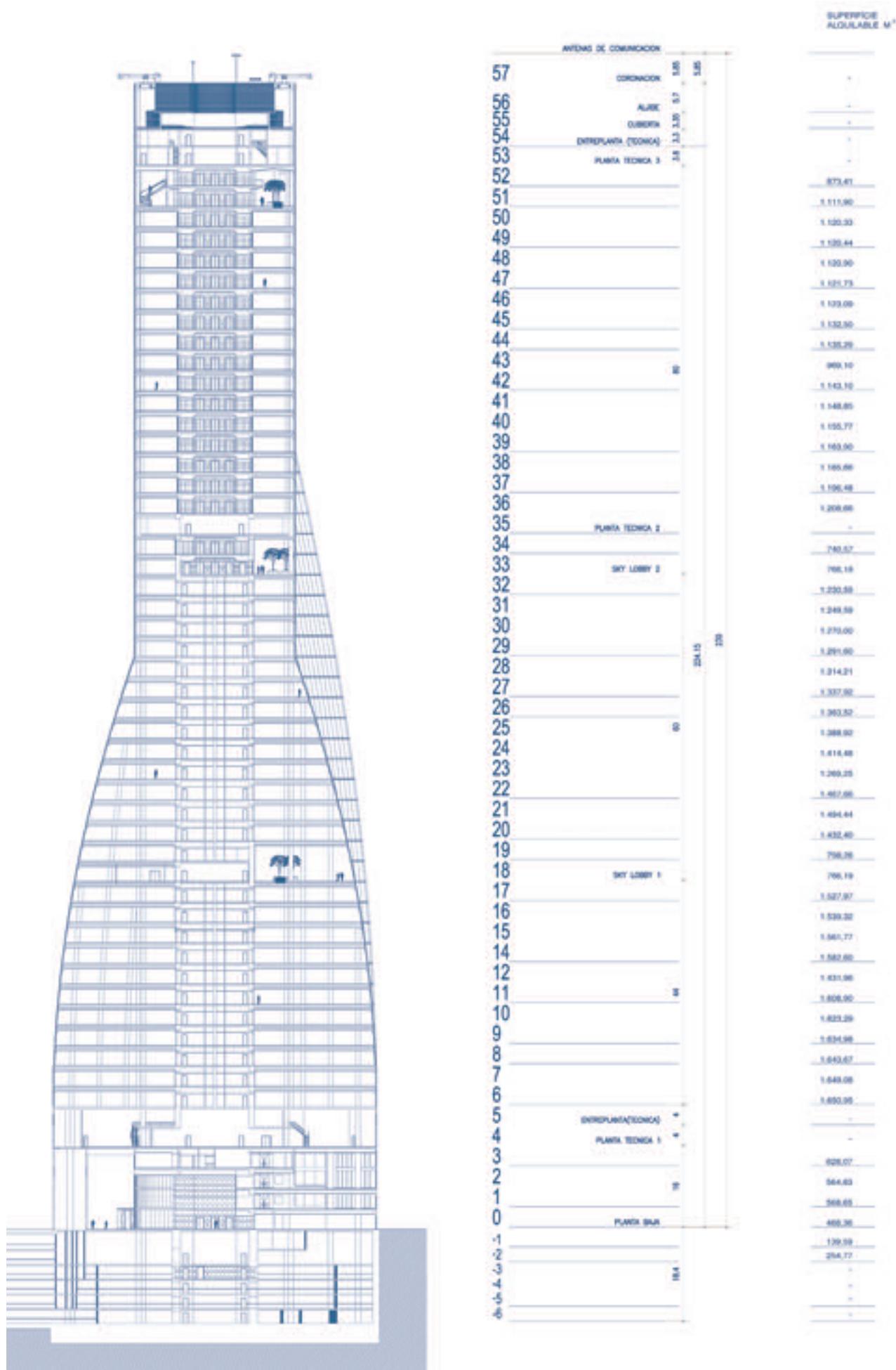


Figura 7. Alzado seccionado de la torre con las diferentes zonas del edificio.
Figure 7. Cross sectioned elevation of the tower with the building's different areas.

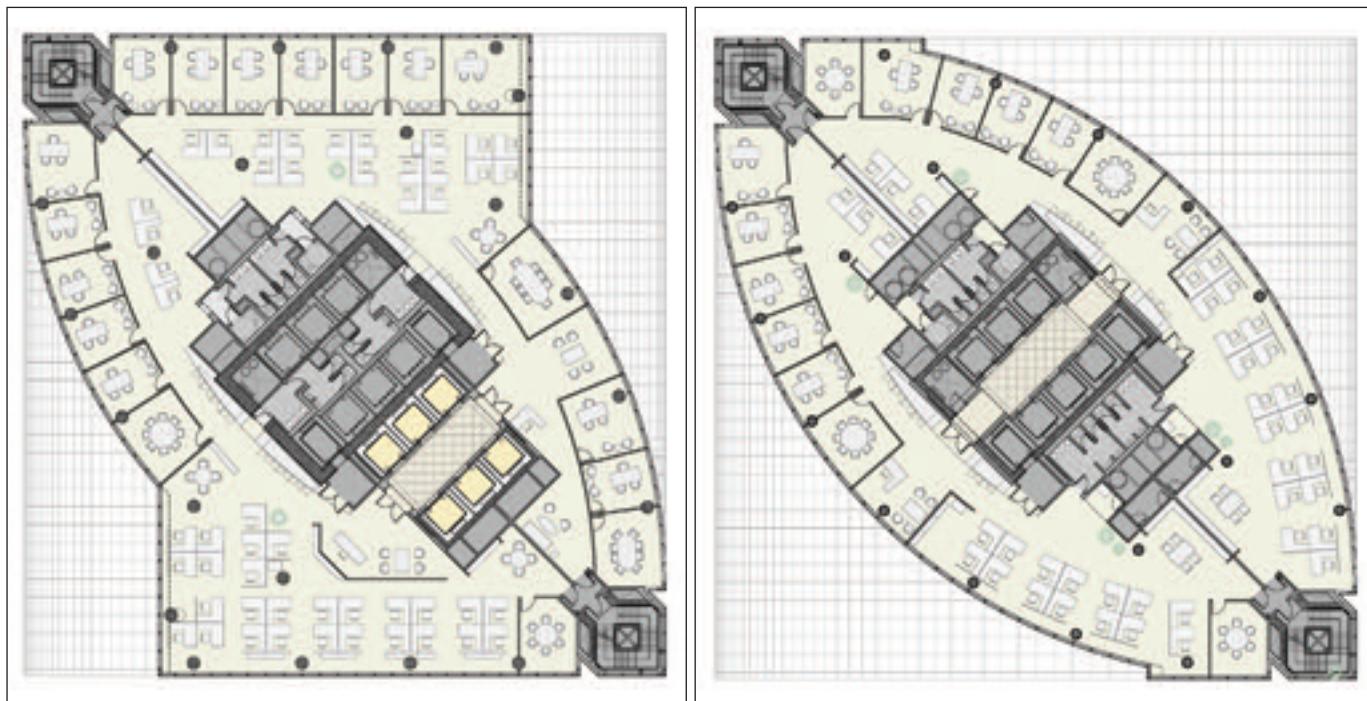


Figura 8. Plantas tipo de oficinas en las diferentes zonas del edificio.
Figure 8. Typical office floors in different areas of the building.

uso tanto como planta abierta para oficinas tipo paisaje, como el uso en despachos compartimentados con diferentes configuraciones. Todas las oficinas tienen vistas al exterior y disponen de luz natural, y dado que la fachada es de doble piel ventilada, permite maximizar el uso de luz natural y las ganancias térmicas. A estas plantas se accede a través del vestíbulo de ascensores correspondiente. Cada planta de oficinas está dividida en dos sectores de incendio independientes.

Las características principales de estas plantas son las siguientes (Figura 8):

- 43 Plantas de oficinas de alquiler de primera calidad (*Class A International Standard*).
- Tamaño mínimo de alquiler 450 m² o media planta.
- Altura libre suelo-falso techo 2,85 m.
- Módulo de planning de oficinas 1,20 m.

4.2. Plantas de uso común (Sky lobbies en las Plantas 18 y 33)

Las plantas 18 y 33 del edificio corresponden al cambio de baterías de ascensores de zona baja a zona media, y de zona media a zona alta respectivamente.



Figura 9. Infografía con una de las zonas de "sky lobby".
Figure 9. Infography with one of the sky lobby areas.

mente. El cambio de ascensores en estas plantas se produce a través de dos atrios de doble altura, los cuales aparte de tener la función de cambio de ascensores, tienen un uso para descanso de los usuarios del edificio. En la planta 18, aparte del atrio, la mitad de la planta está destinada a salas de reuniones subdividibles para diferentes tamaños de grupos (Figura 9).

plan offices and for offices compartmented off with different configurations. All offices have an outside view and natural light, and since the façade is double ventilated skin, it allows the use of natural light and thermal gain to be maximised. Access is gained to these floors through the pertinent lift hall. Each office floor is divided into two separate fire sectors.



Figura 10. Infografía del muro-cortina.
Figure 10. Curtain-wall infography.

The main features of these floors are (Figure 8):

- 43 top quality, rented office floors (Class A International Standard).
- Minimum rented area 450 m² or half a floor.
- 2.85 m clear floor/false ceiling height.
- 1.20 m office planning module.

4.2. Common use floors (Sky lobbies on Floors 18 and 33)

The building's floors 18 and 33 are where the banks of lifts change from the lower area to the mid area and from the mid area to the upper area respectively. Two atriums of a double height facilitate the change of lifts on these floors. Apart from having a change of lift function, these atriums have a function as a rest area for the building's users. Apart from the atrium, half of floor 18 is earmarked to sub-divisible meeting rooms for different group sizes (Figure 9).

4.3. Executive Floors (Floors 51 and 52)

To be occupied by the Villar Mir group's executives, these are two floors with two storey high areas. The main access is gained from floor 51 through the bank of lifts whilst interior movement is facilitated by two two-storey high atriums. The singular management area is organised around these areas, enabling a panoramic view of the whole city to be enjoyed.

The whole approximately 2,000 m² area includes, amongst others, the following uses: halls, offices, waiting rooms, meeting rooms, Conference room, Executives' dining room, pantry and library.

4.4. Technical Floors (Floors M1, M2 and M3)

Torre Espacio has three Technical Floors [2] above ground level, which service different sections of the building. The last installations floor (M3) services the tower's top section and the items of machinery and open air sports uses (swimming pool and paddle track), protected by an apron in a prolongation of the building's façade in order to reduce its visual impact in accordance with Regulations. Thus the building's overall height of 227.25 m is reached, to which must be added communications antennas, lightning conductors and other items required up to a height less than 250 m.

5. BUILDING'S FAÇADE

The concept of the Torre Espacio's façade is a double skin with perforated horizontal slats allowing natural light to pass through, privacy of interior areas and transparency of the façade. Its design is based on making an Active Climate Wall allowing radiation energy to be used to advantage and energy to be saved. This active climate wall consists in a double glazed curtain wall with the concept of an active façade. The interior return air circulates through the space between the outside wall and the inside glazed panel, with the air then returning to the forced ventilation system (Figure 10).

The building's inside air freely circulates through the inside of the double wall cavity, entering through filter openings at floor level and exiting through the ventilation ducts at the top. The curtain wall thus offers great modular flexibility in controlling the outside ambience (natural light, temperature, humidity, wind and noise), to the benefit of the building's occupants whilst at

Torre Espacio. Proyecto arquitectónico
Torre Espacio. Architectural design

4.3. Plantas de Dirección (Plantas 51 y 52)

Estas, que serán ocupadas por la Dirección General del Grupo Villar Mir, se desarrollan en dos plantas con espacios de doble altura. El acceso principal es desde la planta 51 a través del núcleo de ascensores, mientras que la circulación interior se facilita mediante dos atrios de doble altura. Alrededor de éstos se organizan los espacios singulares de la zona de dirección, disfrutándose de este modo de vistas panorámicas de toda la ciudad.

En la superficie total construida de aproximadamente 2.000 m² se incluyen, entre otros, los siguientes usos: vestíbulos, despachos, salas de espera, salas de reuniones, sala de Conferencias, comedor de Directivos, office y biblioteca.

4.4. Plantas Técnicas (Plantas M1, M2 y M3)

Torre Espacio cuenta con tres Plantas Técnicas [2] sobre rasante, que dan servicio a diferentes secciones del edificio. La última planta de instalaciones (M3) da servicio a la sección superior de la torre y los elementos de maquinaria y usos deportivos al aire libre (piscina y pista de paddle), protegidos por un peto en prolongación de la fachada del edificio para reducir su impacto visual de acuerdo con la Normativa. De este modo se alcanza la altura total del edificio de 227,25 m, a la que habrá que sumar las antenas de comunicaciones, pararrayos y demás elementos precisos hasta una altura inferior a los 250 m.

5. FACHADA DEL EDIFICIO

El concepto de fachada de Torre Espacio, es una doble piel con lamas perforadas horizontales que permiten el paso de luz natural, la privacidad de los espacios interiores y la transparencia de la fachada. El proyecto de la misma se basa en la realización de un Muro Climático Activo que permite el aprovechamiento y el ahorro de la energía de radiación. Este muro climático activo, consiste en un muro-cortina de doble acristalamiento diseñado con el concepto de fachada activa. El aire interior de retorno circula por el espacio entre el cerramiento exterior y el panel acristalado interior, retornando posteriormente el aire al sistema de ventilación forzada (Figura 10).

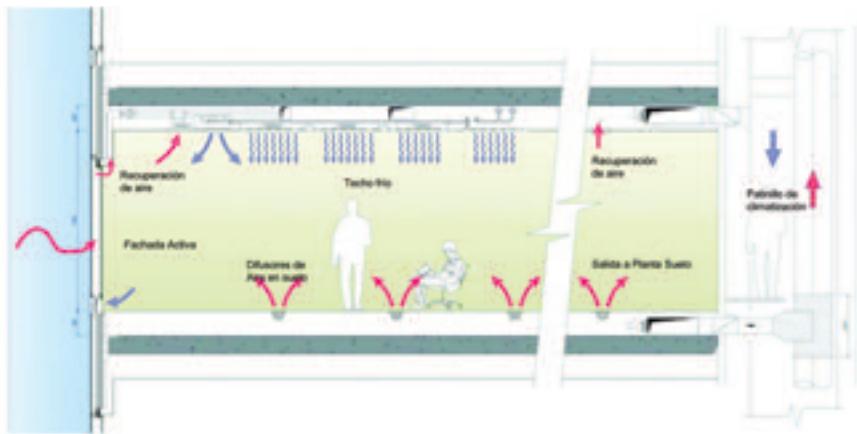


Figura 11. Esquema de funcionamiento de la climatización.
Figure 11. Air conditioning operating diagram.

El aire interior del edificio circula libremente por el interior de la cavidad del doble muro, entrando por aberturas filtrantes a nivel del suelo y saliendo a través de los conductos de ventilación en la parte superior. De esta forma el muro-cortina ofrece gran flexibilidad modular en el control del ambiente exterior (luz natural, temperatura, humedad, viento y ruidos), para beneficio de los ocupantes del edificio al mismo tiempo que garantiza la conservación de energía. Este control se lleva a cabo a través de las lamas horizontales perforadas que pueden ser levantadas, bajadas o inclinadas por el sistema de control computerizado del edificio.

6. CLIMATIZACIÓN

El sistema de climatización del edificio es de tipo “hibrido” aire/agua con aire exterior de ventilación, y paneles fríos de techo. El aire que se impulsa al ambiente es de 2,5 R/H del volumen de los locales con 100% de aire exterior. Este aire primario es pretratado en la UTA Central y se encarga además de combatir la carga latente, controlar el grado de humedad relativa ambiente y

una parte de la carga sensible, ya que se impulsa a 18 °C aproximadamente, excepto durante la puesta en marcha invernal (Figura 11).

La carga sensible de verano (radiación solar, transmisión, personas, equipos, iluminación, etc.) se combate con los paneles fríos de techos por los que circula agua enfriada a 15/16 °C.

La eficacia de la ventilación de suelo a techo y la eliminación de contaminantes es excelente y la flexibilidad de distribución de aire de ventilación y extracción por techo máxima, de cara a las distribuciones internas de espacios, personas y usos, que se supone será cambiante en el tiempo e incluso indefinida en la fase de diseño y montaje.

once guaranteeing energy conservation. This control is carried out through horizontal perforated slats that can be raised, lowered or sloped by the building's computerised control system.

6. AIR CONDITIONING

The building's air conditioning system is the “hybrid” air/water type with outside ventilation air and cold ceiling panels. The air blown out to the atmosphere is 2.5 R/H of the volume of the premises with 100% outside air. This primary air is pre-treated in the Central UTA and also combats the latent load, controls the relative ambient degree of humidity and a part of the sensitive load, since it is impelled at approximately 18 °C, except during winter start-up (Figure 11).

The sensitive summer load (solar radiation, transmission, people, equipment, lighting, etc.) is combated with the cold ceiling panels through which water cooled to 15/16°C circulates.

Floor to ceiling ventilation efficiency and the removal of pollutants is excellent and the ceiling air ventilation and extraction a maximum, with a view to the layout of internal spaces, persons and uses, which it is assumed will be changing in time and even undefined in the design and erection phase.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Martínez Calzón, J. y Gómez Navarro, M., “Torre Espacio. La estructura del edificio”, Hormigón y Acero, nº 249, 3º T 2008.

[2] “Torre Espacio alcanza su cúspide”, El Instalador, nº 440, Abril 2007.

REFERENCES

[1] Martínez Calzón, J. y Gómez Navarro, M., “Torre Espacio. Building structure”, Hormigón y Acero, nº 249, 3º T 2008.

[2] “Torre Espacio alcanza su cúspide”, El Instalador, nº 440, Abril 2007.

Torre Espacio. La estructura del edificio

Torre Espacio. Building structure

Julio Martínez Calzón⁽¹⁾ y Miguel Gómez Navarro⁽²⁾

Recibido / Received: 11/12/2007
 Aceptado / Accepted: 13/02/2008

RESUMEN

El edificio Torre Espacio, con 223 m de altura sobre rasante, ha sido proyectado combinando soportes de hormigón armado y losas macizas del mismo material. Este planteamiento estructural, condicionado parcialmente por las preferencias de la empresa promotora del edificio, permite adaptarse con facilidad a los condicionantes determinados por la variabilidad en planta del edificio, habiéndose diseñado una estructura flexible que se ha podido ejecutar manteniendo un ritmo de entre tres y cuatro plantas mensuales. El diseño de la estructura cuenta con la colaboración de su carácter monolítico para aumentar su rigidez horizontal al poderse contar con la colaboración de los soportes conectados mediante los forjados a los núcleos. En algunos elementos singulares (losa de cimentación, vigas cargadero, cinturón de rigidez, soportes especiales) se han utilizado elementos metálicos, mixtos o de hormigón pretensado. Las vigas cargadero de 27.8 m de luz resuelven la eliminación de soportes en las zonas de accesos al edificio, mientras que el cinturón de rigidez que conecta el núcleo con los soportes, ha precisado del bombeo de hormigón HA-80 a una altura de 130 m sobre la rasante. La colaboración durante la fase de redacción del proyecto de los equipos encargados de la ejecución de la obra, ha permitido tener en cuenta de una manera muy ajustada los importantes condicionantes constructivos asociados a una obra de esta envergadura.

Palabras clave: Edificación de altura, hormigón armado, hormigón de alta resistencia, efectos aerodinámicos, estabilidad frente al fuego, cimentaciones especiales, cinturón de rigidez

ABSTRACT

223 m high above ground level, the Torre Espacio was designed by combining reinforced concrete supports and solid slabs of the same material. Partially determined by the preferences of the building's promoter company, this structural approach allows it to be easily adapted to the conditioning factors determined by the building's plan variability. A flexible structure was designed which could be built at a steady rate of between three and four floors a month. The structure's design relies on the cooperation of its monolithic nature to increase its horizontal stiffness since the supports connected by the floor slabs to the cores fully cooperated to such end. Steel, composite or prestressed concrete elements were used in some singular elements (foundation slab, load bearing beams, outriggers, special columns). The 27.8 m span load bearing beams solve the problem of the elimination of columns in areas providing access to the building, whilst the outrigger connecting the core to the supports required HA-80 concrete pumping in to a height of 130 m above ground level. Cooperation from the teams in charge of executing the work during the design drafting stage enabled the important construction conditioning factors associated to a project of this size to be taken into account in a very accurate fashion.

Keywords: High rise building, reinforced concrete, high strength concrete, aerodynamic effects, fire stability, special foundations, outrigger

⁽¹⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, MC-2, Estudio de Ingeniería

⁽²⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, MC-2, Estudio de Ingeniería

Persona de contacto / Corresponding author: miguel.gomez@mc2.es



Figura 1. Vista general del modelo digital del edificio Torre Espacio

Figure 1. General view of the Torre Espacio building's digital model

1. GENERAL

The Torre Espacio building consists in a large, 56 floor tower, 223 m above ground level, built in Madrid in the extension to the Paseo de la Castellana (Castellana Avenue) following the Architectural Design as drawn up by the PEI, COBB, FREED & PARTNERS team of New York [1] and promoted by the Torre Espacio Real Estate Firm of the Espacio Real Estate Group (Figure 1).

The winner of an international competition called for by the promoter group, this Architectural Design initially defined a relatively precise, formal, architectural solution that included a sufficiently clear structural arrangement to be able to lay down functional and strength inter-action criteria, with a certain amount of accuracy, that would allow a stricter structural approach to commence that would not set the building's architectural proposals against its functional ones.

Furthermore, the building's owner and promoter company (Villar Mir Group), which has construction and auxiliary firms amongst its members able to undertake the building of the structure and other parts of the Tower, laid down starting conditions which, whilst not being absolute, determined a number of decisions influencing the structural design's development and its construction process. These conditioning factors were basically as follows:

- Use of reinforced concrete in its different options as basic structural material: high strength or normal, depending on the requirements of each element in the overall. This line is framed within a now consolidated world trend in using concrete structures for high rise buildings as a competitive alternative to more classic solutions in steel structures [2]

- A construction process with the maximum efficiency and speed, with preference over slower, more traditional systems typical of normal building.

A number of aspects of a varying kind relating to highly diverse chance categories may be mentioned together with these conditioning factors:

- Work site located and situated in a highly influential, well known area of the city;

- Quality and image of the building in relation to the city and the prestige of its promoters;

- Complex relations with the surroundings, with respect to connections and processes involved in its building in the urban ambience and in the actual linking of the tower with the car park development to which it is attached and bound;

- Various actions of the building on the environment and, in particular, the access areas at ground level with the city;

1. CONSIDERACIONES GENERALES

El edificio Torre Espacio consiste en una gran torre de 56 plantas y 223 m de altura sobre rasante, construido en Madrid en la prolongación del Paseo de la Castellana siguiendo el Proyecto de Arquitectura desarrollado por el equipo PEI, COBB, FREED & PARTNERS de Nueva York (1) y promocionado por la Empresa Inmobiliaria Torre Espacio del Grupo Inmobiliaria Espacio (Figura 1).

Dicho Proyecto de Arquitectura, ganador de un concurso internacional convocado por el grupo promotor, definió inicialmente una solución formal y arquitectónica relativamente precisa, que incluía una disposición estructural suficientemente clara para poder establecer, con cierto ajuste, los criterios de interacción funcionales y resistentes que permitieran iniciar un planteamiento estructural más riguroso, que no se enfrentara a las propuestas arquitectónicas y funcionales del edificio.

Por otra parte, la empresa propietaria y promotora del edificio (Grupo Villar Mir), que cuenta entre sus miembros con empresas de construcción y auxiliares capaces de llevar a cabo la ejecución de la estructura y de otras partes de la Torre, estableció unos condicionantes de partida que, sin ser absolutos, determinaban una serie de decisiones influyentes en el desarrollo del proyecto estructural y de su proceso constructivo. Básicamente, estos condicionantes eran los siguientes:

- Utilización como material estructural básico el hormigón armado en sus diferentes opciones: de alta resistencia o normal, según las necesidades de cada elemento del conjunto. Esta línea se enmarca en una tendencia mundial ya consolidada de emplear estructuras de hormigón para edificios de altura como una alternativa competitiva a las soluciones más clásicas en estructura metálica (2)

- Un proceso constructivo de la máxima eficacia y rapidez, con preferencia a sistemas más lentos y tradicionales propios de la edificación normal.

Junto a estos condicionantes se pueden señalar una serie de aspectos de índole variada relativos a categorías accidentales muy diversas:

– Lugar y situación de la obra en un enclave urbano de gran incidencia y notoriedad;

– Calidad e imagen del edificio en relación a la ciudad y el prestigio de sus promotores;

– Relaciones complejas con el entorno, en cuanto a conexiones y procesos de su realización en el ámbito urbanístico y en la propia vinculación de la Torre con el complejo de aparcamientos al que se anexa y liga;

– Acciones diversas del edificio sobre el medio y en particular con las zonas de acceso al nivel de la rasante con la ciudad;

– Temporalidad del desarrollo del proyecto, su proceso de ejecución y su inserción en el entorno y especialmente con el viario próximo.

Y también considerar otros puntos de carácter relativamente obligado como pueden ser:

– La normativa urbanística, funcional y estructural, más o menos definida en relación a los edificios de gran altura, pero en cualquier caso vinculadas a los criterios de buena práctica de estas construcciones: durabilidad, conservación, control, gestión, etc.;

– Limitaciones deformativo-resistentes, normativamente no muy precisas, pero sí relativamente vinculadas a una literatura técnica especializada que señala circunstancias adecuadas a considerar;

– Circunstancias relativas a la interacción con diferentes campos y funciones con los que se relaciona el edificio: geotécnicas; instalaciones; acabados, especialmente en sus aspectos de fachadas y pavimentos;

– Consideraciones de carácter especial en relación a circunstancias excepcionales de: accidente, explosión, vandalismo, acciones terroristas, imprevistos, etc., que cada vez, y muy especialmente desde el 11-S-2001, se están recrudeciendo;

– Aspectos de carácter económico, en su planteamiento generalizado que engloban conceptos de: coste, financieros, imagen, conservación, gestión, etc., y que en ocasiones pueden llevar a decisiones ajenas al proceso conceptual en sí;

Todo este conjunto de correlaciones estuvieron parcialmente presentes en el proceso conceptual del proyecto estructural y fueron consideradas ajustadamente durante la fase del proyecto de construcción, con el objetivo de lograr un sistema estructural óptimo para un edificio muy precisamente diseñado con antelación en su vertiente arquitectónica.

– *Timing of the design drafting, its execution process and insertion into the surroundings and especially with the nearby roads and streets.*

And also the consideration of other points of a relatively compulsory nature as may be:

– *Urban, functional and structural development regulations, more or less defined in relation to high-rise buildings but, in any event, linked with good practice criteria for these constructions: durability, conservation, control, management, etc.;*

– *Deflection limitations not very precise as regards regulations, but which are relatively linked to specialised technical literature pointing out suitable circumstances to be considered;*

– *Circumstances relating to inter-action with different fields and functions with which the building is related: geotechnical engineering, installations and finishes, especially in their façade and paving aspects;*

– *Considerations of a special nature in relation to exceptional circumstances of accident, explosion, vandalism, terrorist actions, contingencies, etc., that have been worsening, most particularly as from 11-S-2001;*

– *Financial type aspects, in their generalised approach comprising items of: cost, financial, image, conservation, management, etc., which may, on occasions, lead to decisions alien to the conceptual process in itself.*

These overall correlations were partially present in the structural design's conceptual process and were accurately considered during the construction design phase with the purpose of achieving an optimum structural system for a building very precisely designed beforehand in its architectural aspect.

2. PLANTEAMIENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

De una manera clara las líneas fundamentales de tales planteamientos son:

– Capacidad resistente frente a las diferentes acciones que pueden actuar sobre el edificio, estáticas, dinámicas y excepcionales;

– Capacidad deformativa para mantener en todo momento las condiciones de confort y el funcionamiento de todas las instalaciones y acabados en las situaciones habituales de uso del edificio e incluso en ciertas fases de carácter excepcional;

– Establecimiento de soluciones constructivas y económicas en tiempo y costes y en adecuación a las principales instalaciones del edificio: ascensores; conducciones y seguridad de evacuación.

Y con una menor, aunque interesante, exigencia:

– Conseguir una solución digna e inteligente que favorezca la imagen durante el tiempo de realización;

– Cualificada adecuación al espíritu arquitectónico básico que el edificio propone, en orden a potenciar la calidad general de la obra sin sobrecostes de adaptación o reajuste de tales adecuaciones.

3. CONCEPTOS TIPOLÓGICOS Y ESTRUCTURALES BÁSICOS

Las características arquitectónicas y geométricas del edificio determinan, de forma muy definida, líneas de planteamiento muy inmediatas de los esquemas

2. BASIC APPROACHES FOR DESIGNING THE STRUCTURE

The fundamental lines to such approaches are clearly:

– *Capacity of resistance to the different forces that may act on the building: static, dynamic and exceptional;*

– Deflection capacity to at all times maintain conditions of comfort and operation of all installations and finishes in the building's normal situations of use and even in certain phases of an exceptional nature;

– Laying down construction and economic solutions in time and costs and in adaptation to the building's main facilities: lifts, piping and safety in evacuation.

And, with a lesser though interesting exigency:

– To achieve a worthy, intelligent solution favouring the image during construction time;

– Qualified matching to the basic architectural spirit the building proposes, in order to strengthen the work's general quality with no extra costs involving adaptation or readjustment of such matching.

3. BASIC TYPOLOGY AND STRUCTURAL CONCEPTS

The building's architectural and geometrical features determine very immediate lines of approach to the structural schemes in a highly defined fashion. These lines of approach were initially taken into account to then, later, continuously with these immediate schemes, give rise to other, more hidden but more active and useful alternatives in the final design. In particular, the continuous, regular variation in the building's plan shape throughout its height laid significant conditions on both the structural and construction aspects of the tower, calling for flexible but sufficiently systematic solutions so as not to give rise to an exaggerated complexity and cost.

The building's basic structural schemes to be dealt with in later sections are as follows (Figure 2):

– A central service and lift core with a hollow box section, with openings on each storey for accesses, and with about 120 m² of enclosed, ideal section. Wall thicknesses vary, with a maximum of 1.50 m and minimum of 0.40 m.

– Two additional lift cores collaborating with the foregoing, that ascend

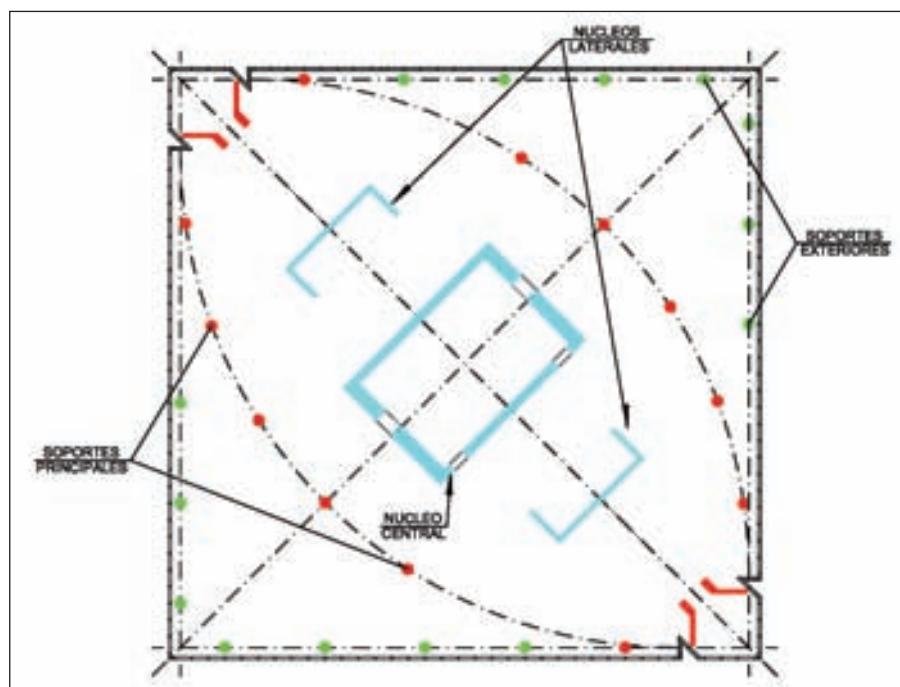


Figura 2. Elementos estructurales básicos.

Figure 2. Basic structural elements.

certain storeys to there disappear and be replaced by standard columns. In view of structural effectiveness of these partial cores, it was decided to make them in reinforced concrete instead of using less expensive masonry solutions.

– Continuous main columns over the whole height of the building, located along the oval perimeter forming the building's plan in the high floors, whose dimensions notably vary over that height. On a floor close to two thirds of the overall height which determines the optimum configuration for the overall structure, these supports are influenced by an outrigger which links them on that floor to the central core, with great stiffness, putting them under load as to horizontal stresses, appreciably increasing the system's horizontal stiffness. The large number of slab floors corresponding to the different storeys also enable the supports to cooperate, in this sense, on elastically linking them to the core.

– The outside perimeter's vertical structure elements do not significantly collaborate in resisting horizontal forces, fundamentally due to these elements being partly curvilinear and disappearing as the tower gains height.

– These columns disappear in two of the façades in the building's low area because there is a large entrance Hall calling for large load bearing beams.

estructurales, que fueron tenidas en consideración inicialmente para, más tarde, al hilo de estos esquemas inmediatos, dar lugar a otras variantes más ocultas pero muy activas y útiles en el diseño final. En particular, la variación continua y regular de la forma en planta del edificio a lo largo de su altura condicionaba significativamente tanto los aspectos estructurales, como los constructivos de la torre, necesitándose soluciones flexibles, pero suficientemente sistemáticas para no dar lugar a una complejidad y un coste desmesurados.

Los esquemas estructurales básicos del edificio que serán desarrollados en los apartados posteriores, son los siguientes (Figura 2):

– Disposición de un núcleo central de servicios y ascensores, de sección en cañón hueco, con perforaciones en cada planta para los accesos, y con unos 120 m² de sección ideal encerrada. Los espesores de pared son variables con un máximo de 1,50 m y un mínimo de 0,40 m.

– Dos núcleos de ascensores adicionales, colaborantes con el anterior, que ascienden hasta unas ciertas alturas para allí desaparecer y ser sustituidos por soportes tipo. Dada la eficacia estructural colaborante de estos núcleos parciales se ha optado por ejecutarlos en hormigón armado en lugar de emplear

soluciones más económicas en albañilería.

– Soportes principales continuos en toda la altura del edificio, ubicados a lo largo del perímetro oval que forma en los pisos altos la planta del edificio, y cuyas dimensiones varían notablemente a lo largo de dicha altura. Estos soportes reciben, en una planta próxima a los dos tercios de la altura total, que determina la configuración más óptima para el conjunto estructural, la incidencia de un sistema “cinturón”, que los vincula con gran rigidez en dicha planta con el núcleo central, haciéndoles entrar en carga frente a las solicitudes horizontales, incrementando apreciablemente la rigidez horizontal del sistema. El gran número de forjados correspondientes a las diferentes plantas permite también aumentar, en este sentido, la colaboración de los soportes, al vincularlos elásticamente al núcleo.

– Los elementos estructurales verticales del perímetro exterior de las zonas inferiores no colaboran significativamente en la resistencia frente a acciones horizontales debido, fundamentalmente, a que estos elementos son en parte curvilíneos y mueren a medida que la torre va ganando altura

– En dos de las fachadas estos soportes desaparecen en la zona baja del edificio a causa de la presencia de un gran Hall de entrada que hace necesaria la disposición de grandes vigas cargadero.

– Forjados en losa maciza de hormigón armado con el objetivo de facilitar y sistematizar su ejecución, disminuyendo la necesidad del empleo intensivo de grúas. Esto se consigue mediante el empleo de hormigón bombeado distribuido por una grúa pluma desde el núcleo y el empleo de las grúas torre para el transporte de la armadura preelaborada en taller o a pie de obra siempre que sea posible.

– Forjados fácilmente ejecutables en los aparcamientos situados en la zona fuera de la Torre, con una solución de losa maciza de hormigón armado y una disposición de luces moderada (7,5x10). Esta tipología se sustituyó una vez desarrollado el proyecto por una solución enteramente prefabricada desarrollada por una de las empresas del grupo promotor de la torre, que incluía soportes de

más de 18 m de altura fabricados en taller y transportados a obra de una sola pieza.

En los siguientes apartados se describen con detalle estos elementos fundamentales de la estructura sin entrar a fondo en los aspectos más concretos vinculados a su ejecución en obra que han sido tratados en otras publicaciones (3, 4).

4. CIMENTACIÓN

La cimentación de la torre se resuelve mediante una gran losa de 4 m de canto, que tiene un tamaño ligeramente mayor al de la huella de dicha torre, para que las tensiones medias transmitidas al terreno queden por debajo de los límites admisibles indicados por el asesor geotécnico (0,70 MPa). Este valor límite de la tensión media viene determinado por el análisis del hundimiento global del terreno frente a las cargas transmitidas por la torre. La excelente capacidad portante del terreno de la zona de Madrid en la que se ubica la torre permite utilizar esta tipología de cimentación superficial, claramente más favorable que las soluciones a base de cimentaciones profundas con pilotes o pantallas que implican un mayor coste y plazo de ejecución. Esto se debe, sobre todo, a la necesidad de ejecutar, además de los elementos de la cimentación profunda, el encepado que los conecta y recoge las cargas que transmite el edificio, y cuyas dimensiones hubieran sido de un orden de magnitud similar a las correspondientes a la losa de cimentación proyectada.

Las cargas verticales que actúan en la losa de cimentación se concentran fundamentalmente en las bases del núcleo central y de los soportes principales, que son los más cargados del conjunto de soportes. Para asegurar que se produce una transferencia que uniformice las presiones actuantes en el terreno de modo que las presiones máximas queden por debajo del límite marcado por el asesor geotécnico de 1,1 MPa, la losa tiene una rigidez considerable y está fuertemente armada mediante una combinación de armadura convencional y cables de pretensado. El empleo de cables de pretensado permite reducir el volumen y el número de capas de acero a colocar, al mismo tiempo que evita la

– *Slab floors in a flat reinforced concrete slab with the purpose of facilitating and systemising their construction, reducing the need for a heavy use of cranes. This is achieved by using pumped concrete distributed by a jib crane from the core and using tower cranes for carrying factory or site pre-assembled reinforcement whenever possible.*

– *Slab floors easily made in the car parks located in the area outside the Tower, using a solution of solid reinforced concrete slab and an arrangement of moderate spans (7.5x10). Once the design has been developed, this type was replaced by a totally precast solution developed by one of the companies in the group promoting the tower, which included factory made columns more than 18 m high transported to the site in a single piece.*

The following sections describe these fundamental structure elements in detail without delving into the more specific aspects linked to their on site execution which have been dealt with in other publications [3, 4].

4. FOUNDATIONS

The tower's foundations are resolved with a large 4 m deep slab of a size slightly larger than the tower's footprint so that the average pressures transmitted to the ground are below the admissible limits indicated by the geotechnical adviser (0.70 MPa). This average pressure limit figure is determined from analysing the ground's ultimate bearing capacity in the face of tower transmitted loads. The excellent ground bearing capacity in the Madrid area where the tower is located enables this type of surface foundation to be used. It is obviously more favourable than deep foundations with piles or cut-off walls involving a greater cost and longer construction time. Above all, this is due to the need to execute the capping connecting them and collecting the building transmitted loads, whose dimensions would have been in an order of magnitude similar to those for the foundation slab designed, in addition to the deep foundation elements.

Vertical loads acting on the foundation slab are fundamentally concentrat-

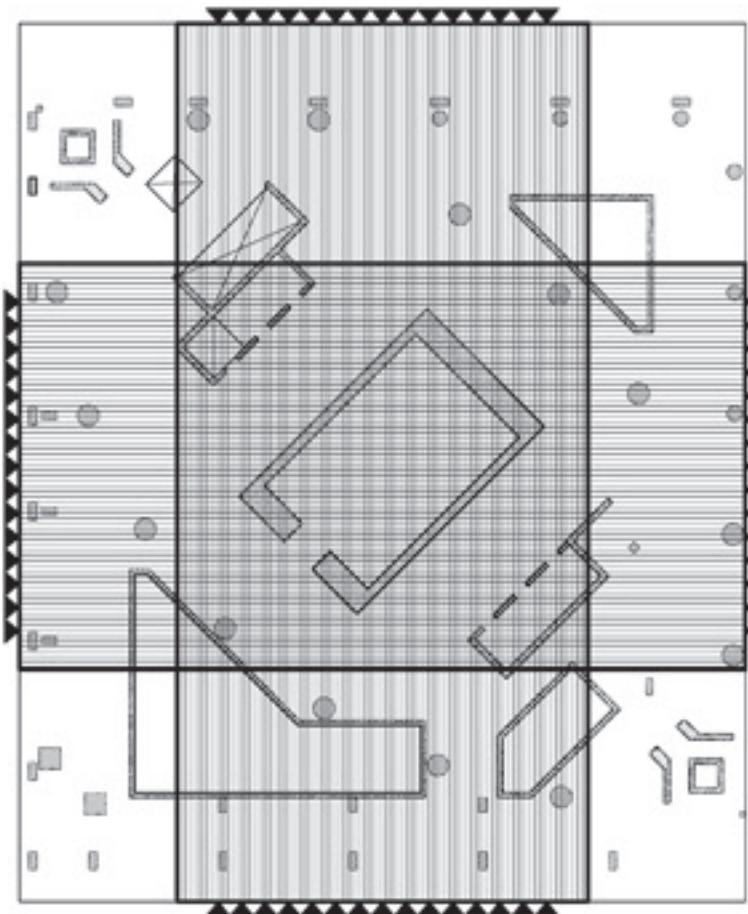


Figura 3. Esquema con la distribución de cables de pretensado en la losa de cimentación.
Figure 3. Diagram showing the layout of prestressing cables in the foundation slab.

ed on the bases of the central core and of the main columns, which are those of the overall columns bearing the greatest loads. In order to ensure a transfer occurs which makes the pressures acting on the ground uniform so that the maximum pressures remain below the 1.1 MPa limit as set by the geotechnical adviser, the slab is considerably stiffened and heavily reinforced by a combination of conventional reinforcement and pre-stressing cables. The use of prestressing cables enables the volume and number of layers of steel to be placed to be reduced whilst at once preventing cracks appearing in the concrete face in direct contact with the ground, therefore guaranteeing a suitable long term performance.

Powerful units with 31 (thirty one) 0.6" cords located 0.50 m from each other were used to facilitate reinforcement placing and tensioning and concreting processes, only occupying the slab's central area which is the most stressed by bending stresses (Figure 3). The prestressing cables' active anchorages were fitted on the slab's side faces

which simplified execution compared with other alternatives with the anchorages fitted on the top face. Passive anchorages had to be fitted at the ends of the cables close to the face in contact with the perimeter retaining wall.

The strong shear reinforcement needed in the areas with the greatest concentration of loads is formed by groups of vertical bars arranged like pillars, located in a 1.0 x 1.0 m mesh (Figure 4).

aparición de fisuras en la cara de hormigón en contacto directo con el terreno, garantizándose por tanto un adecuado comportamiento a largo plazo.

Con el fin de facilitar la colocación de las armaduras y los procesos de tesado y hormigonado, se han utilizado unidades potentes de 31 cordones de 0,6", situadas a 0,50 m entre sí, ocupando únicamente la zona central de la losa, que es la más solicitada por los esfuerzos de flexión (Figura 3). Los anclajes activos de los cables de pretensado se han colocado en las caras laterales de la losa, simplificándose la ejecución respecto a otras alternativas con los anclajes colocados en la cara superior. En los extremos de los cables próximos a la cara en contacto con la pantalla perimetral de contención, ha sido necesario disponer anclajes pasivos.

La fuerte armadura de cortante necesaria en las zonas con mayor concentración de cargas, está formada por grupos de barras verticales dispuestos a modo de pilares, situados en una retícula de 1,0 x 1,0 m (Figura 4). Estas armaduras, de calibres ϕ 16 y ϕ 25, se anclan convenientemente en las parrillas de armadura superiores e inferiores.

Debido al elevado volumen de hormigón a verter, esta operación, además de dividirse en nueve zonas en planta, se ha llevado a cabo en dos tongadas, siendo necesario disponer armadura de conexión a rasante entre las mismas combinada con la armadura general de cortante. Así mismo, fue necesario analizar el comportamiento térmico y mecánico de la losa durante el proceso de fraguado del hormigón para garantizar que no se produjeran fisuras en el mismo a causa del elevado gradiente térmico entre la



Figura 4. Imagen general de la losa de cimentación con los grupos de armadura de cortante y los anclajes de pretensado.
Figure 4. General view of the foundation slab with the groups of shear reinforcement and prestressing anchorages.

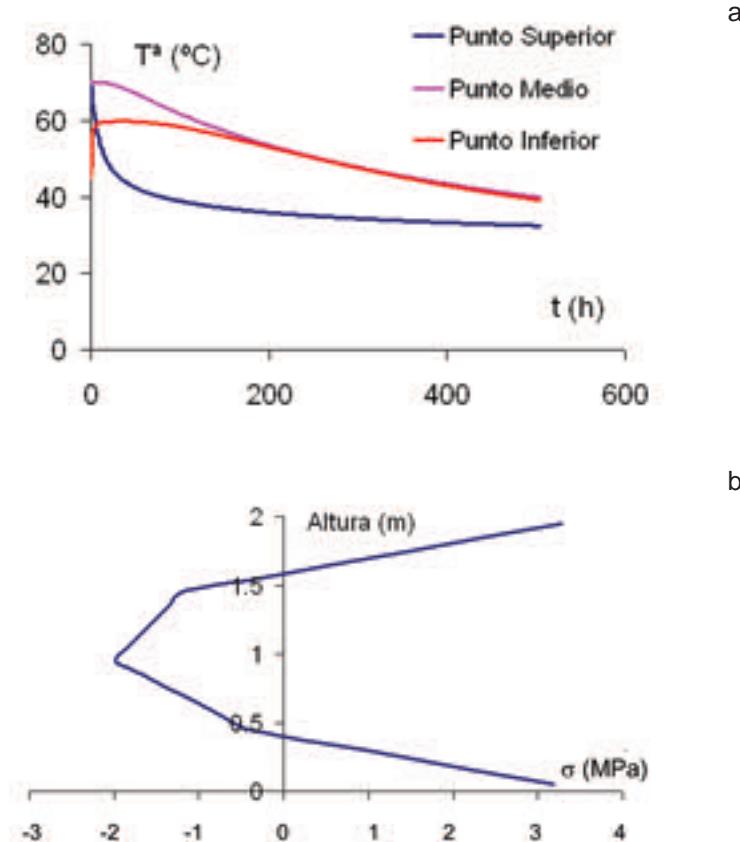


Figura 5. Comportamiento de la losa de cimentación durante el fraguado del hormigón: evolución de temperaturas (a) y tensiones máximas (b).

Figure 5. Foundation slab's performance during concrete setting: temperature evolution (a) and maximum tensile stresses (b).

superficie en contacto con la atmósfera y la zona interior, con más dificultad para disipar el calor de hidratación del cemento (Figura 5). Este trabajo analítico fue complementado con medidas de protección en obra mediante la humectación constante de la superficie del hormigón y la instrumentación de algunas zonas representativas con termopares para el control de temperaturas, galgas para el control de la transferencia de tensiones al hormigón y captadores para medir los movimientos de la losa durante el proceso de tesado de los cables.

La puesta en tensión de los cables se llevó a cabo en su totalidad con antelación al inicio de la construcción de soportes y núcleos, siendo necesario prever dispositivos que mantuvieran el coeficiente de rozamiento del hormigón con el sustrato inferior, μ , por debajo de 0,5 para evitar que se perdiera el efecto favorable del mismo. Estos dispositivos fueron estudiados con detalle con antelación a la ejecución de la obra, llevándose a cabo ensayos a escala real con bloques de hormigón apoyados sobre el terreno real y con diferentes combina-

ciones de interfaces entre el terreno y el hormigón (Figura 6):

- lámina simple de polietileno
- dos láminas polietileno
- dos láminas de polietileno engrasadas con jabón líquido entre ellas

Se estudió en detalle la distribución de la fuerza concentrada procedente de los núcleos y soportes en la cara superior de la primera tongada de hormigonado de la losa, siendo preciso colocar armaduras horizontales de refuerzo bajo los arranques, en forma de parrillas o armaduras circulares. Estas armaduras son singularmente importantes en los arranques de los soportes principales próximos a los bordes de la losa, en los que no se puede contar con el efecto del zunchoado debido a la compresión tridimensional en el hormigón.

La cimentación de los pilares del aparcamiento se resuelve mediante zapatas convencionales, manteniéndose las tensiones límites por debajo de los 0,5 MPa indicados por el Informe Geotécnico.

These $\phi 16$ and $\phi 25$ reinforcements are suitably anchored into the top and bottom reinforcement grills.

Due to the high volume of concrete to be poured, this operation was carried out in two layers, apart from being divided into nine areas in plan, and it was necessary to fit connecting reinforcement at bottom level between them combined with the general shear reinforcement. It was also necessary to analyse the slab's thermal and mechanical performance during the concrete's setting process to guarantee that cracks would not appear due to the high thermal gradient between the surface in contact with the atmosphere and the inside area, with more difficulty in dissipating heat from the cement's hydration (Figure 5). This analytical work was supplemented with on-site protection measures by constantly moistening the concrete's surface and the instrumentation of some representative areas with thermocouples for controlling temperatures, gauges for controlling the transfer of compressive stresses to the concrete and traps for measuring the slab's movements during the cable tensioning process.

Cables were all stressed before the construction of columns and cores commenced and it was necessary to provide devices maintaining the concrete's coefficient of friction with the bottom substrate, μ , below 0,5 to prevent its favourable effect being lost. These devices were studied in detail before the work was executed and real scale tests were carried out with blocks of concrete supported on the actual ground and with different interface combinations between the ground and the concrete (Figure 6):

- simple sheet of polyethylene
- two sheets of polyethylene
- two sheets of polyethylene soaked with liquid soap between them

The distribution of the concentrated force from the cores and supports on the top face of the slab's first layer of concreting was studied in detail and horizontal strengthening reinforcements had to be fitted under the springing points, in the form of grills or circular reinforcements. These reinforcements are singularly important at the beginnings



Figura 6. Dispositivos para reducir el rozamiento entre el terreno y la losa de cimentación: colocación de la doble lámina de polietileno (izqda.) y ensayo en verdadera magnitud de su eficacia (dcha.)

Figure 6. Devices to reduce friction between ground and foundation slab: placing the double polyethylene sheet (left) and real size testing of its effectiveness (right)

of the main supports close to the edges of the slab where the effect of confinement due to three-dimensional compression in the concrete cannot be used.

The car park pillar foundation was resolved using conventional footings, and keeping the limit pressures under the 0.5 MPa as indicated by the Geotechnical Report. Horizontal joints were arranged between the tower's structure and the car park's using double supports and thus eliminating the problem of relative movements between the elements with conventional footing foundations and those with foundations in the large slab.

5. THE BUILDING'S HORIZONTAL FORCE RESISTANT STRUCTURE

Appropriate resistance and deformability to horizontal forces are ensured by a set of suitably connected structural elements (Figure 7):

- The central core
- The side cores
- The main supports connected to the core through the outrigger and the slab floors

5.1. Wind forces

Horizontal actions in the building are only due to wind, since seismic origin forces need not be taken into consideration in the Madrid area [5]. These forces were determined in a process in stages enabling a representation closer to the

actual performance to be gradually approached as the complexity of the modelling increased.

Approximate coefficients were first determined from those available in existing regulations and literature. It should be pointed out that information given in regulations is not applicable to buildings of this size. The special shape of this building in plan and how it varies throughout its height, enormously hinder the assumption of coefficients for them to be sufficiently representative. This is why, once the basic design was commenced, a wind tunnel test was undertaken at the Madrid Aeronautical Engineers University School. Without taking the influence of the boundary layer into consideration, this test did not allow wind forces on the building to

Entre la estructura de la torre y la del aparcamiento se han dispuesto juntas horizontales, mediante el empleo de dobles soportes, eliminándose de este modo el problema de los desplazamientos relativos entre los elementos cimentados con zapatas convencionales y aquellos cimentados en la gran losa.

5. ESTRUCTURA RESISTENTE DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES

La resistencia y deformabilidad apropiadas frente a las acciones horizontales queda asegurada por un conjunto de elementos estructurales convenientemente conectados (Figura 7):

- El núcleo central
- Los núcleos laterales
- Los soportes principales, conectados con el núcleo a través del cinturón de rigidez y los forjados

5.1. Solicitaciones de viento

Las solicitudes horizontales en el edificio se deben únicamente al viento, ya que en la zona de Madrid no es preciso considerar solicitudes de origen sísmico (5). Estas solicitudes se determinaron en un proceso por etapas que permitió acercarse gradualmente a

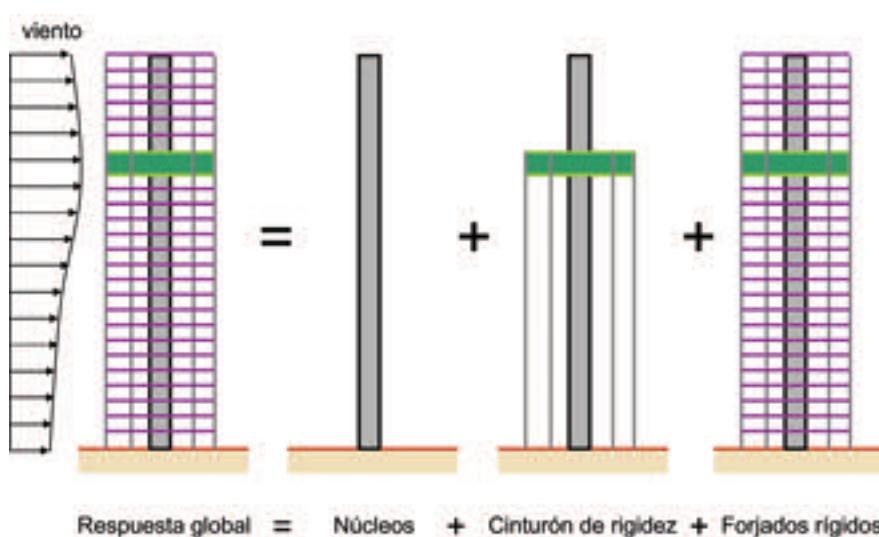


Figura 7. Combinación de sistemas estructurales para la respuesta global del edificio frente a las acciones horizontales.

Figure 7. Combination of structural systems for the building's overall response to horizontal forces

una representación más próxima al comportamiento real a medida que se incrementaba la complejidad de la modelización.

En primer lugar se determinaron unos coeficientes de forma aproximados a partir de los disponibles en la normativa y la literatura existentes. Hay que señalar que, además de que la información recogida en las normativas no es aplicable a edificios de esta envergadura, la especial forma en planta de este edificio y su variabilidad a lo largo de la altura del mismo, dificultan enormemente la asunción de coeficientes de forma que puedan ser suficientemente representativos. Por esta razón, y una vez iniciado el proyecto básico, se llevó a cabo un ensayo en túnel de viento en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid. Este ensayo, sin consideración de la influencia de la capa límite, no permitió representar de un modo suficientemente preciso las acciones del viento sobre el edificio, en particular la distribución localizada de presiones, cuyos valores resulta indispensable conocer para dimensionar con un adecuado margen de seguridad los paneles de fachada y sus fijaciones a la estructura (6, 7).

Finalmente, se llevó a cabo un segundo ensayo en túnel de viento, esta vez sí con consideración de la capa límite y, por tanto, de los efectos reales del terreno y las edificaciones circundantes. Este ensayo, como los llevados a cabo para dimensionar las otras tres torres del complejo, se llevó a cabo por el *Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory* de la *University of Western Ontario*, Canadá, bajo la dirección del Profesor Alan G. Davenport. El análisis permitió estudiar el comportamiento dinámico de la torre para obtener, combinando los resultados del análisis en el túnel de viento con el análisis de los modos propios de la estructura, las aceleraciones y las velocidades angulares en la última planta habitable de la torre. Estos valores, obtenidos en función de diversos períodos de retorno y coeficientes de amortiguación, quedaban siempre por debajo de los valores usualmente admitidos por las normativas internacionales disponibles para edificios de oficinas ($0,25 \text{ m/s}^2$) (8). El empleo de este control de carácter dinámico basado en aceleraciones, en lugar del control en deformaciones bajo cargas estáticas usadas para edificios convencionales o en



Figura 8. Estudio en túnel de viento incluyendo la influencia de la capa límite y la torre más próxima.
Figure 8. Wind tunnel study including the influence of the limit layer and closest tower.

las fases de predimensionamiento, permite garantizar un adecuado comportamiento que evite situaciones incómodas para los usuarios del edificio.

En el momento de llevarse a cabo este estudio (Diciembre de 2002), todavía no estaban definidos por completo los proyectos del resto de las torres del complejo, en particular la torre vecina, Torre de Cristal, que podía presentar una mayor incidencia en el comportamiento frente a viento de Torre Espacio. En consecuencia, se realizó un ensayo en el túnel con un edificio vecino de forma prismática genérica, que se presuponía que podía ser la más desfavorable (Figura 8). Este ensayo incrementó en un 10 % (valor medio) las solicitudes globales debidas al viento sobre Torre Espacio, alcanzándose valores de hasta el 30 % de aumento para los valores locales de control de los elementos de la fachada.

Con respecto a las solicitudes de viento inicialmente consideradas a partir de los ensayos realizados sin tener en cuenta la influencia de la capa límite, las obtenidas en el ensayo definitivo llevado a cabo en Canadá, aumentaron entre un 20 y un 40 %, según la dirección de viento analizada. Del mismo modo, el incremento en los valores locales máximos de las presiones y/o succiones entre el primer y el segundo ensayo, fue del orden del 50 % en valor medio, alcanzándose en algunas localizaciones concretas de la torre especialmente sensibles al efecto del viento, incrementos de hasta el 200 %.

El estudio aerodinámico se completó con el análisis de la incidencia del viento sobre los peatones en los alrededores de la torre, dando como resultado la ne-

be represented sufficiently precisely, particularly the localised pressure distribution the values of which must be known in order to size the façade panels and their fixtures to the façade with a suitable margin of safety [6, 7].

Finally, a second wind tunnel test was undertaken, this time taking the boundary layer into consideration and, therefore, the actual ground effects and surrounding buildings also. Like those carried out to size the other three towers in the complex, this test was performed by the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory of the University of Western Ontario, Canada, under the management of Professor Alan G. Davenport. The analysis enabled the tower's dynamic behaviour to be studied in order to obtain the angular accelerations and velocities on the last inhabitable storey of the tower by combining the results of the analysis in the wind tunnel with the analysis of the structure's vibration modes. Obtained as a function of various return periods and damping coefficients, these figures were always below the values usually accepted by available international regulations for office buildings (0.25 m/s^2) [8]. The use of this dynamic type control based on accelerations instead of control in deformations under static loads as used for conventional buildings or in pre-sizing phases allows for a performance avoiding uncomfortable situations for the building's users to be guaranteed.

At the time this study was made (December, 2002), the designs of the remaining towers in the complex were not yet completely defined, in particular, the neighbouring tower, Torre de Cristal, which could show a greater incidence on performance to wind than the Torre Espacio. Consequently, a tun-

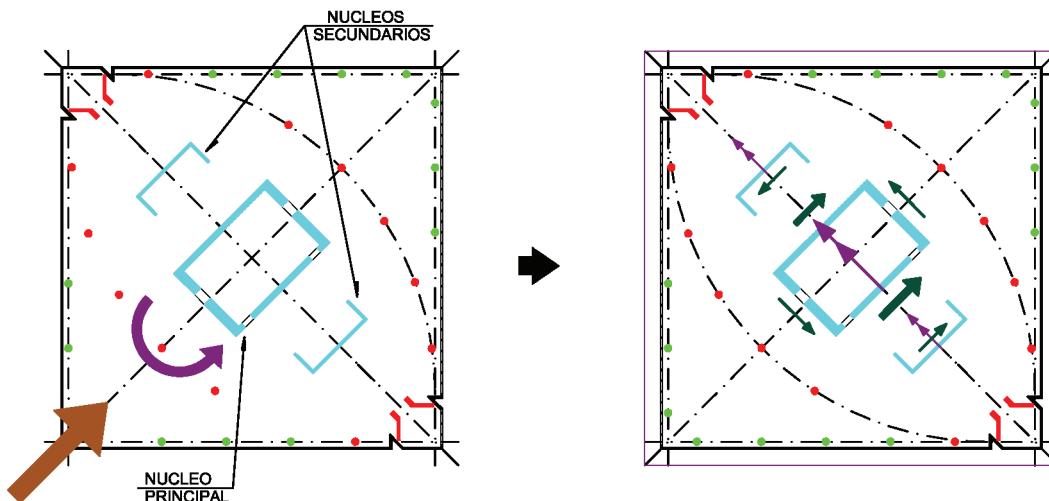


Figura 9. Distribución de solicitudes entre el núcleo central y los laterales.
Figure 9. Stress distribution between the central and side cores.

nel test was carried out with a neighbouring, generic prism shaped building which it was surmised might be the most unfavourable (Figure 8). This test increased the overall wind on Torre Espacio by 10 % (average value), and figures of up to 30 % increase for the local control figures for the façade's elements were reached.

With respect to the wind forces initially considered from the tests made without taking the boundary layer's influence into account, those obtained in the final test undertaken in Canada, increased between 20 and 40 %, depending on the wind direction analysed. In the same way, the increase in maximum local pressure and/or suction figures between the first and second test was in the order of 50 % on average, whilst increases of up to 200% were reached in some specific locations in the tower, particularly sensitive to the wind effect.

The aerodynamic study was completed with an analysis of the wind's incidence on pedestrians in the tower's surroundings, leading to the need for dampening measures from street furniture and trees in order to prevent pedestrians being annoyed.

5.2. Central core and side cores

The central core runs up the whole height of the building and is the main contributor to the overall horizontal stability ($\approx 50\%$). A large part of the lift and goods lift systems run up it, as well

as the building's installations. Its rectangular shape provides it with considerable stiffness both to bending and to torsion, this latter indispensable if the considerable eccentricity of the wind forces because of the floor's asymmetric shape is taken into account.

This element is materialised by means of a structure of reinforced concrete cut-off walls orthogonal to each other with thicknesses varying between 1.50 m and 0.40 m, perforated to allow people and installations to pass through. It has a preferential performance direction coinciding with that of the worst wind acting, whilst the thicknesses in the two directions were different in each of the cross sections in order to optimise the use of concrete and steel. HA-70 concrete is used below level +23.60 which is replaced by HA-30 at level +51.60, after 7 transition floors built with HA-40.

The openings that have to be made in the core's short cut-off walls determine lintels of a strict height because of the high concentrations of installation apertures that have to cross though the core to service each of the storeys. Consequently, it was necessary to make a detailed study of the incidence of these cavities on the core's stiffness by means of a finite elements model, as well as to obtain the reinforcements the lintel beams must contain to guarantee structural stresses will be suitably transmitted between the two C half sections into which the core is divided so that the resistant capacity of the item sized as a single, non-distorting section is not diminished.

cesidad de disponer medidas amortiguadoras a base de mobiliario urbano y arbolado con el fin de evitar sensaciones molestas a los paseantes.

5.2. Núcleo central y núcleos laterales

El núcleo central recorre el edificio en toda su altura y es el principal contribuyente a la estabilidad horizontal del conjunto ($\approx 50\%$). Por él discurren gran parte de los sistemas de comunicación vertical (ascensores y montacargas), así como las instalaciones del edificio. Su forma rectangular le confiere una rigidez considerable tanto a flexión como a torsión, indispensable esta última si se tienen en cuenta la considerable excentricidad de las solicitudes de viento a causa de la forma asimétrica de la planta.

Este elemento se materializa mediante una estructura de pantallas de hormigón armado ortogonales entre sí con espesores variables entre 1,50 m y 0,40 m perforadas para permitir el paso de personas e instalaciones. Tiene una dirección preferente de comportamiento que coincide con la del viento actuante pesimo, habiéndose distinguido en cada una de las secciones transversales los espesores en las dos direcciones principales con el fin de optimizar el consumo de hormigón y acero. Por debajo de la cota +23,60 se emplea hormigón HA-70, que se sustituye por HA-30 en la cota +51,60, tras 7 plantas de transición ejecutadas con HA-40.

Las perforaciones que es preciso llevar a cabo en las pantallas cortas del núcleo determinan unos dinteles de altura estricta a causa de la elevada concentración de pasos de instalaciones que deben atravesar el núcleo para dar servicio a cada una de las plantas. En consecuencia, ha sido preciso estudiar detalladamente mediante un modelo de elementos finitos la incidencia de estos alveolos en la rigidez del núcleo, así como obtener las armaduras que deben contener los dinteles para garantizar la adecuada transmisión de rasantes entre las dos semisecciones en C en que queda dividido el núcleo, de modo que no disminuya la capacidad resistente de la pieza dimensionada como una sección única indeformable.

Los núcleos laterales son más pequeños y terminan en las plantas en las que los ascensores que discurren por su interior dejan de existir. Su contribución a la rigidez global es menor debido a sus dimensiones en planta y a que su sección es abierta. Además, su disposición en la planta del edificio hace que su aportación en la dirección del viento pésimo sea mucho menor que la de la dirección ortogonal. En consecuencia, la mayoría de las pantallas que los forman tienen un espesor de 0,30 m, presentando una distribución en altura de calidades de hormigón similar a la del núcleo central.

Como se indica más adelante, se utilizó un modelo de cálculo global para estudiar la distribución de esfuerzos entre los diferentes elementos que resisten las cargas de viento. En particular, este modelo sirvió para conocer el reparto de cargas entre los tres núcleos y poder por tanto dimensionarlos adecuadamente

(Figura 9). Este reparto es muy sensible, por un lado, a la distribución de rigideces relativas entre los núcleos, pero también al trabajo de diafragma que llevan a cabo los forjados en su plano conectando los tres núcleos. Como ejemplo, en la zona de accesos a la torre, en la que los esfuerzos de viento son considerables y los forjados presentan alveolos muy importantes a causa de los espacios en triple altura de los vestíbulos, los esfuerzos de torsión se concentran en el núcleo central disminuyendo significativamente la contribución de los núcleos laterales.

5.3. Cinturón de rigidez

Con el fin de aumentar la rigidez y la resistencia de la torre frente a las acciones horizontales, se diseñó un cinturón de rigidez que está situado en su posición óptima, a dos tercios de altura del edificio. En esta planta se ubica la segunda de las zonas mecánicas del edificio, siendo posible, por tanto, disponer con más facilidad el conjunto de elementos estructurales que permiten materializar la conexión entre soportes y núcleo que caracteriza al trabajo de los cinturones de rigidez. La disposición de este elemento rígido permite garantizar el adecuado comportamiento de la torre sin necesidad de incrementar las dimensiones del núcleo central, lo que hubiera afectado significativamente a la funcionalidad del edificio en sus zonas bajas al reducir el espacio disponible para los ascensores y las zonas de circulación de personas e instalaciones.

A la altura de esta planta M2 ya han desaparecido los dos núcleos laterales,

The side cores are smaller and end at the floors where the lifts running inside them disappear. Their contribution to the overall stiffness is less because of their plan dimensions and to their section being an open one. In addition, their position in the building's floor plan makes their contribution in the worst wind's direction much less than that of the orthogonal direction. Consequently, most of the cut-off walls forming them are 0.30 m thick and display an in-height distribution of concrete qualities similar to the central core's.

As pointed out later, an overall calculation model was used to study the stress distribution between the different elements withstanding wind loads. This model particularly served for finding the load share between the three cores and therefore being able to suitably size them (Figure 9). This share is very sensitive, on the one hand, to the distribution of relative stiffnesses between the cores but also to the diaphragm work the slab floors carry out in their plane connecting the three cores. As an example, torsion stresses are concentrated in the central core significantly reducing the contribution of the side cores in the area giving access to the tower where wind forces are considerable and the slab floors have very large cavities because of the halls' triple storey spaces.

5.3. Outrigger

An outrigger was designed with the purpose of increasing the tower's stiffness and resistance to horizontal forces. It is located in its optimum position, two thirds of the way up the building. The second of the building's mechanical areas is located on this storey and it is therefore possible to more easily arrange the overall structural elements enabling the connection between columns and core characterising the outrigger's work to materialise. The arrangement of this rigid element allows the tower's performance to be guaranteed without having to increase the central core's dimensions, which would have significantly affected the building's functionality in its low areas on reducing the space available for lifts and for people to move around in, and installations.

The two side cores have disappeared by the time this M2 floor is reached as

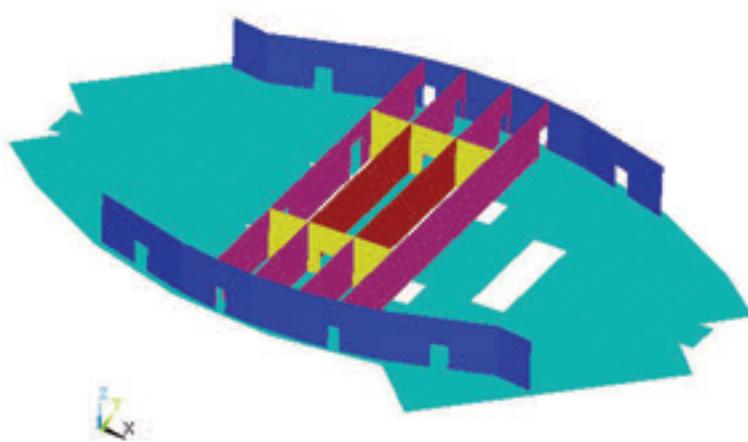


Figura 10. Entramado de pantallas y forjados en el cinturón de rigidez.
Figure 10. Cut-off wall and slab floor framing in the stiffness belt.

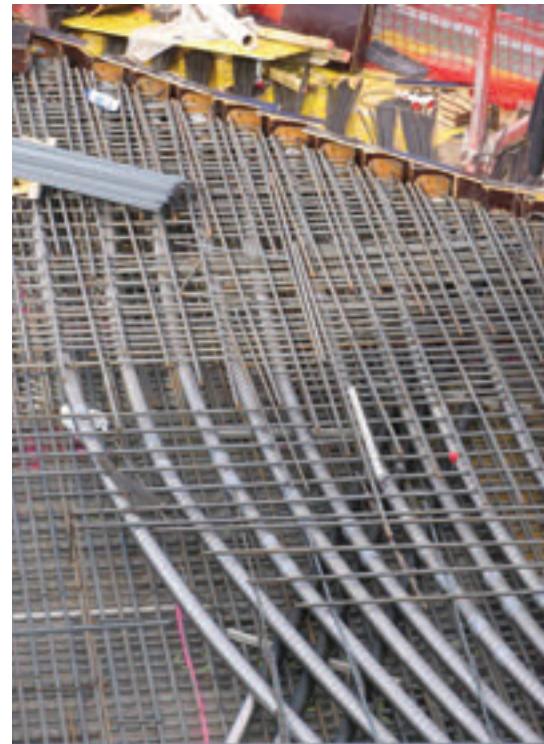
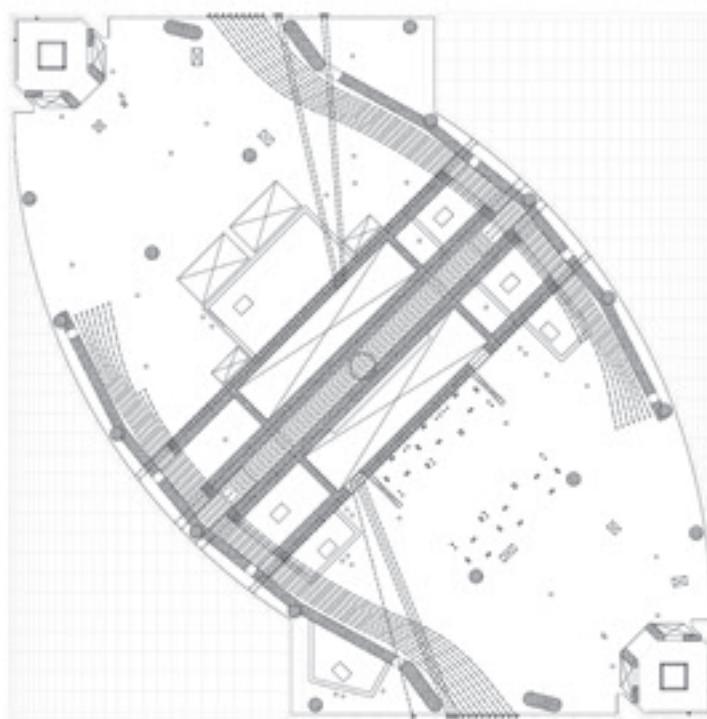


Figura 11. Distribución de cables de pretensado en los forjados del cinturón de rigidez, incluyendo los cables necesarios para los desvíos de soportes (izqda.); detalle con la colocación de los cables y sus anclajes en el forjado (dcha.)

Figure 11. Prestressing cable layout in the stiffness belt's slab floors, including the cables necessary for support diversions (left); detail with the placing of cables and their anchorages in the slab floor (right)

well as the façade columns, and a connection between the central core and the main columns only had to be considered. A series of reinforced concrete cut-off walls were designed for this which, combined with the top and bottom slab floors form a frame of 4 m thick beams and high rigidity allowing the forces to be transferred as required between core and main columns (Figure 10). Two types of cut-off walls have to be differentiated:

– Two perimeter cut-off walls parallel to the façades connecting five main columns to each other.

– Four radial cut-off walls connecting the foregoing with the core, going through it and forming a stiff, continuous element between façades.

The sizing of slab floors and cut-off walls is very much determined by the gaps through which installations have to pass. These are particularly abundant on this floor, as well as the heavy stresses to which they are subjected. The fundamental features of these elements are as follows:

– Their performance is determined not only by collaborating against wind forces but also by gravitational load transmission between the columns and core because of their high stiffness. The

order of magnitude of these stresses is similar to those due to wind. These loads are transmitted instantaneously from the storeys situated above the belt and, in a deferred fashion, from the whole of the building and, therefore, the latter are of no advantage for sizing the columns.

– Both the cut-off walls and slab floors were designed with HP-70; the construction company finally decided to use HP-80 instead so as to have a margin of manoeuvre in view of possible losses of strength because of the uncertainty associated to the performance of concrete with such special features pumped up to more than 130 m in height.

– Compression stresses and the high density of reinforcements made it necessary for the slab floors to be 0.43 m, which is greater than that of the remaining storeys'.

– The slab floors are reinforced with top and bottom meshes of $\phi 25/100$ mm, combined with prestressing cables of 19 $\phi 0.6$ " units that follow the route of the main tensile stresses (Figure 11).

– The cut-off walls are between 0.4 and 0.8 m thick, with passive reinforcement of up to $4\phi 25/100$ (horizontal) and a double frame of $\phi 25/100$ (vertical) (Figure 12), and localised use of 50 mm diameter prestressed bars.

así como los soportes de fachada, planteándose la conexión únicamente entre el núcleo central y los soportes principales. Para ello se diseñaron una serie de pantallas de hormigón armado que, combinadas con los forjados superior e inferior, forman un entramado de vigas de 4 m de canto y elevada rigidez que permite llevar a cabo la transferencia de esfuerzos deseada entre núcleo y soportes principales (Figura 10). Es preciso distinguir entre dos tipos de pantallas:

– Dos pantallas perimetrales paralelas a las fachadas que conectan entre sí 5 soportes principales.

– Cuatro pantallas radiales que conectan las anteriores con el núcleo, atravesándolo y formando un elemento rígido continuo entre fachadas.

El dimensionamiento de forjados y pantallas está muy condicionado por la presencia de los huecos necesarios para el paso de las instalaciones especialmente abundantes en esta planta, así como de las importantes solicitudes a las que se ven sometidos. Las características fundamentales de estos elementos son las siguientes:

– Su comportamiento está condicionado no sólo por la colaboración frente a las solicitudes de viento, sino también por la transmisión de cargas gravi-

tatorias entre los soportes y el núcleo a causa de su elevada rigidez. El orden de magnitud de estas solicitudes es similar al correspondiente a las debidas al viento. Estas cargas se transmiten de modo instantáneo desde las plantas situadas por encima del cinturón y de modo diferido desde todo el edificio, no determinando por tanto estas últimas ninguna ventaja para el dimensionamiento de los soportes.

– Tanto las pantallas como los forjados se proyectaron con HP-70; finalmente, la empresa constructora decidió emplear en su lugar HP-80 para disponer de un margen de maniobra ante la eventualidad de bajadas de resistencia a causa de la incertidumbre asociada al comportamiento de un hormigón de tan especiales características y bombeado a más de 130 m de altura

– Los esfuerzos de compresión y la elevada densidad de armaduras hacen necesario que el espesor de los forjados sea de 0,43 m, mayor que el del resto de las plantas

– Los forjados van armados con parrillas superior e inferior $\phi 25/100$ mm, combinadas con cables de pretensado de 19 unidades $\phi 0,6"$ que siguen la trayectoria de los esfuerzos principales de tracción (Figura 11).

– Las pantallas tienen espesores de entre 0,4 y 0,8 m, con armadura pasiva de hasta $4\phi 25/100$ (horizontal) y doble cerco $\phi 25/100$ (vertical) (Figura 12), y

empleo localizado de barras pretensadas de diámetro 50 mm.

Es necesario señalar que la construcción de este elemento estructural planteó, desde su concepción en el proyecto, importantes interferencias con el proceso constructivo general. Su singularidad hizo necesario detener todo el proceso cíclico planteado con el fin de optimizar la secuencia de construcción por las siguientes razones:

– los mayores pesos de los forjados y la presencia de las pantallas de conexión, modificaban el planteamiento general de apeo en las plantas inferiores

– era previsible que el tiempo de ferrallado de los forjados fuera considerablemente superior que el de una planta tipo

– la presencia de cables de pretensado continuos a lo largo de toda la planta y de una mayor densidad de armaduras, modificaba así mismo el planteamiento de división por zonas para el ferrallado y el hormigonado de la misma

5.4. Contribución de los soportes

La elevada rigidez de los forjados de losas macizas de hormigón de la torre permite poner en juego la contribución de los soportes del edificio en el mecanismo global frente a acciones horizontales de una manera sencilla y sin excesivo coste adicional. Los soportes



Figura 12. Ferrallado de las pantallas perimetrales del cinturón de rigidez conectadas con los soportes de la fachada.

Figure 12. Steel reinforcing of the stiffness belt's perimeter cut-off walls connected to the façade supports

It must be pointed out that as from its design conception, constructing this structural element involved major interference with the general construction process. Its uniqueness made it necessary to stop the whole cyclical process approached, with the purpose of optimising the construction sequence, for the following reasons:

– the heavier weights of the slab floors and the presence of connection cut-off walls altered the general approach to shoring on the lower storeys

– the time involved in reinforcing the floor slabs would be considerably longer than for a standard storey

– the presence of continuous pre-stressing cables and a greater density of reinforcement throughout the whole storey also amended the idea of division into areas for its reinforcing

5.4. Contribution of the columns

The tower's high solid concrete slab floor stiffness allowed the contribution of the building's supports to be brought into play in the overall mechanism as against horizontal forces, simply and at no excessive additional cost. The stiffer main supports, closest to the core, considerably reduce the flexibility of the unit when being put under load by the slab floors. This contribution represents around 20% of the total, thus allowing the core's dimensions to be adjusted, in combination with the outrigger's work, in order not to affect the functionality of the building's low areas. It is to be pointed out that wind forces transmitted to the columns do not significantly penalise their sizing since their maximum values do not happen at the same time than the maximum gravitational forces.

Although contributing in a significant fashion, the rest of the pillars' contribution is affected by their smaller dimensions and some of them being interrupted and not connected to the central core in the low part of the building.

6. BUILDING'S VERTICAL FORCE RESISTANT STRUCTURE

6.1. Slab floors

The structural system chosen for the slab floors is constituted by solid, rein-

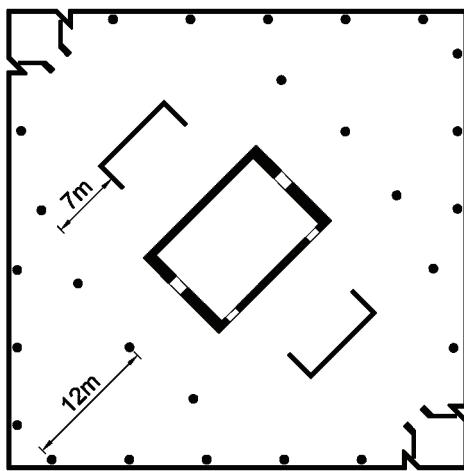


Figura 13. Esquema con la disposición de apoyos y huecos de paso en un forjado tipo.
Figure 13 . Diagram with the layout of supports and openings in a typical slab floor

forced concrete slabs. This is due to several reasons:

- Their suitability for spaces between load bearing walls with spans greater than the usual ones in building structures (up to 12 m) with complex geometries in plan and varying over the whole height of the building. They are incompatible with the comfortable use of pre-stressed solutions or beams (Figure 13).

- The facility in their high up construction via concrete pumping and the use of formwork tables or other industrial devices which can be easily moved from one floor to another.

- Their low reinforcement requirements and their flexibility for adapting to apertures not provided for in the design

- The simplicity of construction details for connection to supports and cores

Alternatives were taken into consideration during the tower's designing but they were deemed less favourable for the following reasons:

- Prestressed precast units on a grid a precast prestressed beams: high incidence on crane use, a crucial factor in designing and optimising a high rise construction.

- Composite slab on a grid of steel and composite beams and joists: continuous change in the beam geometry throughout the storeys to adapt to their

shapes and removal of the collaboration of columns against wind loads.

- “In situ” prestressed slab floors: complexity in routing cables to adapt to the geometry of the storeys.

- Waffle flat slabs: unfavourable fire performance, greater complexity in formwork element moving operations and a significant incidence on solid areas because of the storeys' geometry.

With a view to systemising construction, slab floor thicknesses were limited to two: 0.28 m for normal storeys and 0.35 m for those with loads and/or exceptional geometries. Slab floors forming part of the outrigger, whose greater thicknesses are determined not by the slab floor's work but by the overall work of this item, are not included in this group.

Because of the owner's wishes, it was preferred to use a small base reinforcement (5 bars of 12 mm diameter per metre for slabs 0.28 m thick and 5 bars of 16 mm diameter p.m. for those 0.35 m thick) despite the considerable increase in numbers and the complexity of reinforcements required. The advantage of this choice of base reinforcement is the reduction in the amount of reinforcements used, up to 35 %, which figure can offset the greater use of labour and longer execution time.

Bending reinforcement is heavily penalised by the abundance and excessive dimensions of the apertures for installa-

principales, más rígidos y próximos al núcleo, disminuyen considerablemente la flexibilidad del conjunto al ser puestos en carga por los forjados. Esta contribución representa en torno al 20% del total, habiendo permitido de este modo ajustar las dimensiones del núcleo para, combinado con el trabajo del cinturón de rigidez, no condicionar la funcionalidad de las zonas bajas del edificio. Es necesario señalar que los esfuerzos transmitidos a los soportes a causa del viento no penalizan significativamente su dimensionamiento ya que no son concomitantes con las solicitudes gravitatorias máximas.

La contribución del resto de los pilares, aunque es significativa, se ve afectada por sus menores dimensiones y la interrupción y falta de conexión de algunos de ellos con el núcleo central en la parte baja del edificio.

6. ESTRUCTURA RESISTENTE DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES VERTICALES

6.1. Forjados

El sistema estructural escogido para los forjados es el de losas macizas de hormigón armado. Ello se debe a varias razones:

- Su idoneidad para crujías con luces no moderadas mayores que las habituales en estructuras de edificación (hasta 12 m) y con geometrías complejas en planta y variables a lo largo de la altura del edificio incompatibles con el empleo cómodo de soluciones pretensadas o de vigas (Figura 13).

- La facilidad de su construcción en altura mediante el bombeo de hormigón y el empleo de mesas de encofrado u otros dispositivos industriales fácilmente desplazables de una planta a otra.

- Su ajustado consumo de armadura y su flexibilidad para adaptarse a la ejecución de huecos no previstos en proyecto

- La sencillez de los detalles constructivos de conexión con soportes y núcleos

Durante el proyecto de la torre se consideraron otras alternativas que se consideraron menos favorables por las razones que se apuntan a continuación:

– Placas alveolares pretensadas: elevado incidencia en el consumo de grúas, factor crucial en el diseño y optimización de una obra en altura.

– Formado mixto de chapa plegada sobre viguería metálica o mixta: variación continua de la geometría de la viguería a lo largo de las plantas para adaptarse a las formas de las mismas y eliminación de la colaboración de los soportes frente a las cargas de viento.

– Forjados pretensados: complejidad del trazado de los cables para adaptarse a la geometría de las plantas.

– Forjados reticulares: comportamiento poco favorable frente a fuego, mayor complejidad de las operaciones de desplazamiento de los elementos de encofrado, e incidencia significativa de zonas macizadas a causa de la geometría de las plantas.

En aras a sistematizar la construcción se han limitado los valores del canto del forjado a dos: 0,28 m para las plantas

normales y 0,35 m para aquellas con cargas y/o geometrías excepcionales. No se incluyen en este grupo los forjados que forman parte del cinturón de rigidez, cuyos mayores cantos vienen determinados no por el trabajo del forjado sino por el trabajo global de esta pieza.

Por deseo de la propiedad se ha preferido utilizar una armadura base pequeña ($5\phi 12$ p.m. para las losas con canto 0,28 m y $5\phi 16$ p.m. para las de canto 0,35 m) a pesar del aumento considerable del número y de la complejidad de los reforzos que es necesario disponer. La ventaja de esta elección de armadura base es la reducción del consumo de armadura hasta en un 35%, valor que puede compensar el mayor empleo de mano de obra y tiempo de ejecución.

La armadura de flexión se ve muy penalizada por la abundancia y dimensiones excesivas de los huecos para instalaciones que atraviesan las plantas en las zonas con crujías elevadas. Además, la imposibilidad de disponer vigas alrededor de dichos huecos por deberse respe-

tions crossing the floors in areas with a large distance between load bearing walls. In addition, the impossibility of placing beams around these apertures since installations passing through false ceiling and false floor have to be respected, caused long, considerably reinforced bands to be used.

As pointed out in the relevant section, the overall slab floors enable the collaboration of supports to be brought into play in resisting horizontal forces. This is achieved with a slight additional bending fundamentally concentrated in the area where the slab floors are connected to the central core. As the maximum bending moment figures of a gravitational origin and a wind origin are not concomitant, the maximum reinforcements required are not added together and the result is moderate figures which do not represent a heavy cost increase.

The adjusted thickness used for the slab has the need for a more than small punching reinforcement as a counter-

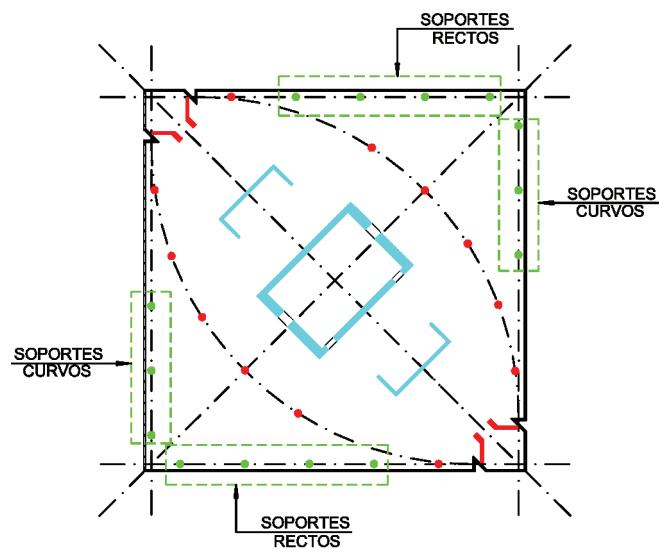
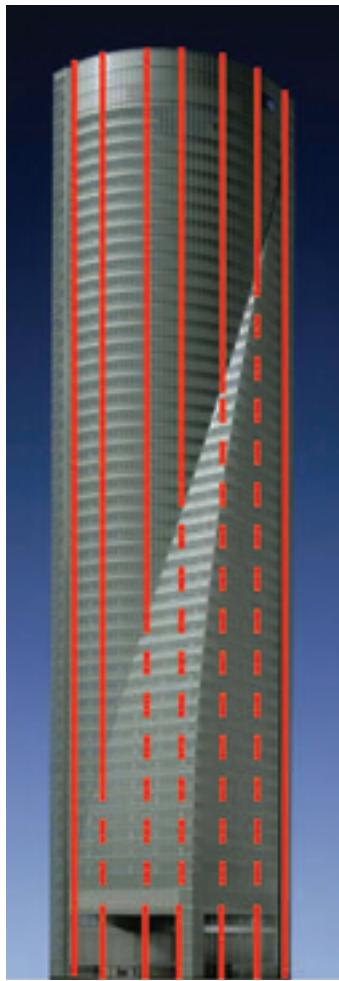


Figura 14. Tipos de soportes: principales (en rojo, rectos) y de fachada (en verde, rectos y curvos).
Figure 14. Types of supports: main (in red, straight) and facade (in green, straight and curved).



Figura 15. Zunchado de soportes con hormigón de alta resistencia en el cruce con los forjados.

Figure 15. Hooping of supports with high strength concrete where crossing slab floors .

part. Once work had started, it was decided to replace the stirrups reinforcement provided for in the original design by an industrialized bolt reinforcement, which allowed on-site erection to be speeded up thus offsetting the high unit cost of the material used.

As detailed in an article on the execution of this tower's structure in this same monographic issue of Hormigón y Acero [4], this structural arrangement in a solid reinforced concrete slab allowed for a systematic execution which, despite the incidence of the varying shape of the storeys, enabled a 3 and 4 floors a month rate of execution to be maintained.

6.2. Columns

Two families are to be defined amongst the columns (Figure 14):

- The main radial or almond plan footprint columns running from top to bottom of the building.

- The façade columns which disappear as the floor's area reduces; straight and sloped columns must in turn be distinguished as a function of the façade in which they are located and the consequent geometry they display.

Because of the number of floors receiving them and the relative size of their area of influence, the main columns receive most of the building's vertical forces. Combined with the strict

limitations of the columns dimensions in the buildings low area as imposed by the architecture, this fact gives rise to the need for using the following resistant mechanisms:

- High strength concrete (70 N/mm^2) combined with HA-40 and HA-30 grade concrete in the least stressed areas.

- High amounts of reinforcement including 32 mm diameter double crown bars .

- S355 steel sections embedded and on occasions reinforced with sheet steel plates.

The optimisation of these three materials' use is subject to multiple restrictions of a financial, construction and strength order:

- Influence of the length of reinforcement overlaps if large diameters are used and the building is constructed floor by floor.

- Details of connection between stretches of steel elements and the need to have cavities in the largest, most densely reinforced columns to allow the slab floor reinforcements to pass through the steel profiles.

- Solving interference between supports with higher strength concrete than the slab floor's.

- Unit prices of each material clearly favourable to the use of high strength concrete supports.

tar el paso de instalaciones tanto por falso techo como por falso suelo, ha provocado que sea necesario disponer zunchos de gran longitud y considerable armado.

Como se ha indicado en el apartado correspondiente, el conjunto de forjados permite poner en juego la colaboración de los soportes en la resistencia frente a solicitudes horizontales. Esto se consigue con una ligera flexión adicional concentrada fundamentalmente en la zona de empotramiento de los forjados en el núcleo central. Al no ser concomitantes los valores máximos de las solicitudes de origen gravitatorio y de origen eólico, los refuerzos máximos necesarios no se suman, dando como resultado valores moderados que no representan un incremento de coste importante.

El ajustado canto empleado para la losa tiene como contrapartida la necesidad de disponer una armadura de punzonamiento no pequeña. Una vez iniciada la obra se decidió sustituir la armadura de cercos prevista en el proyecto original por una armadura de pernos industrializados, que permitía agilizar el montaje en obra, compensando así el mayor coste unitario del material empleado.

Como se detalla en un artículo dedicado a la ejecución de la estructura esta torre en esta misma monografía (4), esta disposición estructural en losa maciza de hormigón armado ha permitido una ejecución sistemática que, a pesar de la incidencia de la forma variable de las plantas, ha permitido mantener un ritmo de ejecución de entre 3 y 4 plantas al mes.

6.2. Soportes

Entre los soportes es preciso definir dos familias (Figura 14):

- Los soportes principales, radiales o de almendra, que recorren el edificio de arriba a abajo.

- Los soportes de fachada, que van desapareciendo a medida que se reduce la superficie de la planta; entre ellos se debe distinguir a su vez los soportes rectos y los curvos, en función de la fachada en la que estén ubicados y la siguiente geometría que presenten.

Los soportes principales, por el número de plantas que reciben y el tamaño relativo de su superficie de influencia, reciben la mayor parte de las acciones verticales del edificio. Este hecho, unido a las estrictas limitaciones de las dimensiones de los soportes en la zona baja del edificio impuestas por la arquitectura, da lugar a que sea preciso utilizar los siguientes mecanismos resistentes:

- Hormigones de alta resistencia (70 N/mm^2) combinados con hormigones de calidades HA-40 y HA-30 en las zonas menos solicitadas.

- Cuantías elevadas de armadura que incluyen barras de diámetro 32 mm en doble corona.

- Perfiles metálicos de acero S355 embebidos y en ocasiones reforzados con chapas

La optimización del empleo de estos tres materiales está sujeta a múltiples restricciones de orden económico, constructivo y resistente:

- Influencia de las longitudes de soporte de las armaduras si se emplean diámetros grandes y la construcción se ejecuta planta a planta.

- Detalles de unión entre tramos de elementos metálicos y necesidad de disponer alveolos en los soportes más grandes y más densamente armados para permitir el paso de las armaduras del forjado a través de los perfiles.

- Resolución de la interferencia entre los soportes con hormigón de resistencia mayor que la del forjado.

- Precios unitarios de cada material, claramente favorables al empleo de soportes de hormigón con calidad elevada.

- Dificultades de fabricación, puesta

en obra y control asociadas al hormigón HA-70.

Con todos estos datos se llevó el cabo el dimensionamiento de los soportes con los siguientes criterios:

- Minimización del empleo de hormigón de calidad HA-70 que se fabricó con un control al 100%.

- Empleo de uniones entre elementos metálicos sin capacidad de transmitir esfuerzos de tracción.

- Zunchado del hormigón HA-30 del forjado en el cruce con soportes de HA-70 con el fin de aumentar su resistencia; este zunchado se llevó a cabo mediante la colocación de 5 cercos circulares $\phi 25$ en los casos en los que la geometría del forjado lo permitía (Figura 15).

- Empleo preferente de dobles coronas de armadura en lugar de perfiles metálicos.

- Limitación del uso de empalmes mecánicos entre barras de armadura a zonas densamente armadas y con presencia de perfiles metálicos.

Las características de los soportes resultantes son las siguientes (Figura 16):

- Soportes bajo rasante: $\phi, 1200 \text{ mm}; \text{HA-70}; A_s \approx 3,5\%$.

- Soportes zona baja: $\phi, 1000 \text{ mm}; \text{H-70}; A_s \approx 4\%; \text{HEM } 500 + 2x390x50$.

- Soportes zonas media y alta: $\phi, 600-1000 \text{ mm}; \text{H-40 or H-30}; A_s \approx \text{entre } 2 \text{ y } 5\%$.

La inclinación de los soportes, especialmente importante en el tercio central de la torre, no representa un problema mayor para la estructura ya que a causa de la simetría polar de la planta, los desvíos que se producen están equilibrados dos a dos, produciendo únicamente

- *Difficulties in making, on-site placing and control associated with HA-70 concrete.*

The columns were sized using all this data, with the following criteria:

- *Minimizing the use of HA-70 grade concrete fabricated with 100% quality control.*

- *Use of connections between steel elements with no capacity to transmit tensile stresses.*

- *Confinement of the slab floor's HA-30 concrete at the crossing with HA-70 grade supports in order to increase their strength; this confinement was carried out by placing 5 circular $\phi 25$ stirrups in those cases where the slab floor's geometry so allowed (Figure 15)*

- *Preferential use of double reinforcement crowns instead of steel profiles.*

- *Limitation of the use of mechanical splices between reinforcement bars to densely reinforced areas with steel profiles.*

The features of the columns resulting are as follows (Figure 16):

- *Columns under ground level: $\phi, 1200 \text{ mm}; \text{HA-70}; A_s \approx 3.5\%$*

- *Low area columns: $\phi, 1000 \text{ mm}; \text{H-70}; A_s \approx 4\%; \text{HEM } 500 + 2x390x50$*

- *Mid and high area columns: $\phi, 600-1000 \text{ mm}; \text{H-40 or H-30}; A_s \approx \text{between } 2 \text{ and } 5\%$*

Particularly important in the tower's central third, the supports' inclination provides no major problem for the structure since because of the polar symmetry of the building's floor plan, the deviations occurring are balanced

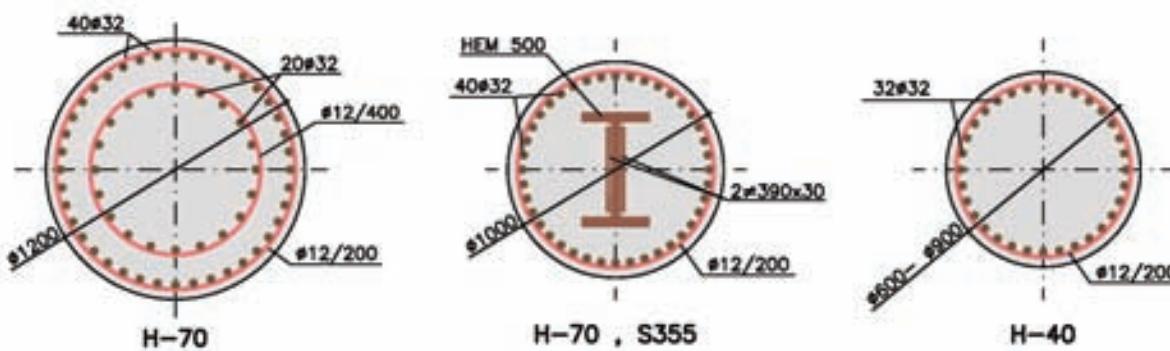


Figura 16. Secciones tipo de los soportes: bajo rasante, zona de accesos a la torre, zonas media y alta.
Figure 16. Typical support cross sections: under ground level, tower access areas, mid and high areas.



Figura 17. Inclinación de soportes de fachada en la zona media del edificio.
Figure 17 . Inclination of façade supports in the building's mid area



mente torsiones que el núcleo con su sección cerrada es perfectamente capaz de asumir (Figura 17).

Del mismo modo que se ha indicado al hablar de los forjados, la contribución de los soportes a la resistencia frente a las acciones horizontales no incrementa significativamente su armadura, ya que los esfuerzos suplementarios que aparecen en los mismos son pequeños a causa del elevado brazo de palanca respecto al núcleo y la no concomitancia con las acciones verticales máximas.

Es necesario señalar que en la zona baja del edificio fue preciso extremar



Figura 18. Soportes principales en la zona de acceso a la torre (en el sentido de las agujas del reloj): vista general; perfil metálico interior reforzado con alveolo para el paso de armaduras en la intersección con el forjado; sección mixta con armadura 40 φ 32 y perfil metálico HEM 500 reforzado con chapas; detalle de intersección con el forjado.
Figure 18. Main supports in the tower's access area: (clockwise) general view; interior metal section reinforced with grid for rebars to pass through at the intersection with the slab floor; mixed cross section with 40 φ 32 reinforcement and steel sheet reinforced HEM 500 metal section; detail of intersection with slab floor.



Figura 19. Vigas cargaderos en la zona de accesos al edificio (en el sentido de las agujas del reloj): vista general antes de la instalación de la fachada; detalle con los anclajes inferiores; detalle con los anclajes superiores durante el montaje.

Figure 19 . Load bearing beams in the building's access area (clockwise): general view before façade installation; detail with bottom anchorages; detail with top anchorages during fitting

las condiciones de planificación y ejecución de los soportes a causa de la confluencia de los perfiles metálicos reforzados y la elevada densidad de armadura, aspectos necesarios ambos para no aumentar las dimensiones de los soportes por encima de los límites impuestos por la funcionalidad del edificio, teniendo en cuenta además la posible inestabilidad de los mismos por pandeo. Se cuidó especialmente la composición y granulometría del hormigón, así como sus condiciones de compactación, para poder garantizar en todo momento que se alcanzaban las resistencias características de 70 MPa prescritas en el proyecto. Las condiciones de hormigonado fueron además especialmente complejas dado que los soportes de 12 m de altura se hormigonaron sin juntas intermedias (Figura 18).

6.3. Vigas cargadero

Entre las Plantas Baja y M1, parte de los pilares de las fachadas sur y oeste se eliminan para mejorar el acceso al edificio y el aspecto exterior de la torre. Para poder apoyar estos pilares es preciso disponer dos potentes vigas cargadero de 27,8 m de luz y 8 m de canto comprendidas entre el forjado de la Planta M1 y el de la Planta 1. Al estar ubicadas en una zona de instalaciones estas piezas no interfieren con la funcionalidad del edificio ni se perciben desde el exterior del mismo (Figura 19).

Estas vigas son celosías metálicas formadas por barras con secciones arma-

das cuadradas o rectangulares de dimensiones máximas 550x900 mm² y chapas de espesores comprendidos entre 20 y 80 mm, todas ellas de acero de calidad S355 J2G3. Con el fin de mejorar el comportamiento de la celosía, las piezas metálicas se conectan a los forjados de hormigón superior e inferior mediante pernos, constituyéndose así unos cordones mixtos, comprimido y traccionado respectivamente, de mayor capacidad resistente.

La conexión con los forjados permite materializar los apoyos laterales necesarios a causa de la no planeidad del conjunto formado por la celosía plana y sus dos apoyos. El desvío que se produce por esta causa se resuelve mediante una pareja de fuerzas en los forjados indicados, siendo necesario disponer cables de pretensado en el superior de ellos para anclar en el núcleo las importantes tracciones que se producen. Este pretensado se materializa en unidades de 7 cordones φ 0,6" con trazado recto en alzado.

Las diagonales de las celosías disponen asimismo de cables de pretensado que permiten, por un lado, reducir las dimensiones de sus chapas, y por otro, compensar parcialmente las deformaciones que va acumulando la celosía por la aplicación de las cargas permanentes durante la construcción de la torre. En cada diagonal se disponen 2 cables de 31 ó 19 φ 0,6", con anclajes convencionales similares a los empleados en estructuras de hormigón pretensado. La puesta en tensión de estos cables se ha llevado a cabo en cuatro etapas distribuidas uniformemente a lo largo de la

two by two and only torsions occur which the core with its closed section is perfectly able to assume (Figure 17).

In the same way as pointed out when discussing slab floors, the contribution of the supports to the horizontal forces resistance does not significantly increase their reinforcements since the supplementary forces appearing therein are small because of the high lever arm with respect to the core and non concomitance with maximum vertical forces.

It must be pointed out that the supports' planning and execution conditions had to be cautiously dealt with in the building's low area because of the confluence of the reinforced steel profiles and high reinforcement density, both being necessary aspects in order not to increase the dimensions of the supports above the limits as imposed by the building's functionality, bearing their possible instability through buckling in mind also. Special care was taken with regard to the concrete's composition and grain size in order to guarantee at all times that the characteristic strengths of 70 MPa prescribed in the design, were reached. Concreting conditions were, in addition, particularly complex, since the 12 m high supports were concreted with no intermediate joints (Figure 18).

6.3. Load bearing beams

Part of the south and east façade pillars between the Ground and M1 floors



Figura 20. Bloques de desvío de soportes.
Figure 20. Support diversion blocks.

are removed to improve access to the building and the tower's outside appearance. In order to shore these pillars, two potent load bearing beams of 27.8 m span and 8 m high had to be fitted between the slab floor of the M1 storey and the 1st storey. As they are located in an installation area, these items do not interfere with the building's functionality nor are they perceived from outside (Figure 19).

These beams are steel trusses formed by bars with square or rectangular reinforced cross sections with maximum dimensions of 550x900 mm² and steel plates between 20 and 80 mm thick, all of S355 J2G3 quality steel. The steel trusses connected to the top and bottom concrete slab floors with the purpose of improving the lattice's performance, and they thus constitute composite flanges, respectively compressed and tensile stressed, with greater resistant capacity.

Connection to the slab floors allows the side supports to be obtained. They are necessary because of the non-flatness of the unit formed by the flat truss and its two supports. The deviations caused by this is resolved by means of a couple of forces in the slab floors indicated, and it is necessary to lay pre-stressing cables at the top of them to anchor the large tensile stresses occurring into the core. This pre-stressing materialises in units of seven φ 0.6" chords with a straight routing in elevation.

The trusses' diagonals also have pre-stressing cables that, on the one hand, allow the dimensions of their sheet steel plates to be reduced and, on the other, to partially offset the deformations the lattice is accumulating from applying permanent loads during the tower's construction. Two 31 or 19 φ 0.6" cables are fitted in each diagonal with conventional anchorages similar to those used in prestressed concrete structures. These cables were put under tensile stress in four stages, uniformly distributed throughout the tower's construction, with the purpose of reducing the deformations of the slab floors supported on the lattices to the minimum compatible with the façade.

6.4. Column deviation blocks

Some columns are horizontally moved in the technical M1 and M2 floors. These columns have to move from the façade's alignments to the radials, in order to adapt to the floor's geometry variation. These deviations were solved by means of rigid blocks occupying the envelope of the space determined by the columns in the initial and moved positions (Figure 20). The forces appearing in plan to offset this deviation are balanced by compressions in one of the slabs and by tensile stresses in the other, which are transmitted to the central core via 12 φ 0.6" pre-stressing cables and passive strengthening reinforce-

construcción de la torre, con el fin de reducir las deformaciones de los forjados apoyados en las celosías al mínimo compatible con la fachada.

6.4. Bloques de desvío de soportes

En las plantas técnicas M1 y M2 se produce el desplazamiento horizontal de algunos soportes, que deben pasar de las alineaciones de fachada a las radiales con el fin de adaptarse a la variación de la geometría de la planta. Estos desvíos se han resuelto mediante bloques rígidos que ocupan la envolvente del espacio determinado por los soportes en las posiciones inicial y desplazada (Figura 20). Las fuerzas que aparecen en planta para compensar este desvío son equilibradas por compresiones en uno de los forjados y por tracciones en el otro, que son transmitidas al núcleo central mediante cables de pretensado 12 φ 0,6" y refuerzos concentrados de armadura pasiva. La coincidencia de estos desvíos con las vigas cargadero en la Planta M1 y con el cinturón de rigidez en la Planta M2 complica los detalles de ejecución al acumularse capas de armadura y refuerzos en el forjado de diferentes orígenes.

7. MODELOS DE CÁLCULO

El comportamiento de los forjados de la torre frente a cargas verticales se ha estudiado mediante modelos locales de elementos finitos que permiten analizar su comportamiento de un modo ágil y sistemático, adaptándose fácilmente a los cambios de geometría entre plantas y permitiendo seguir de un modo sencillo las modificaciones surgidas a lo largo de la ejecución de la obra. Se han utilizado procedimientos auxiliares desarrollados por MC2 para simplificar las tareas de pre-proceso y post-proceso, orientadas a una automatización intensiva de las tareas de cálculo que permita mantener, no obstante, el control por parte del proyectista del diseño final de la distribución de los refuerzos de armadura.

Además de estos modelos locales se ha utilizado un modelo completo y detallado de la torre mediante elementos finitos que ha permitido estudiar, entre otros, los siguientes aspectos:

- El reparto de las cargas verticales entre los diferentes soportes y núcleos,

teniendo en cuenta el hiperestatismo global de la estructura.

– El reparto entre los diferentes núcleos de las solicitudes (flexión, cortante y torsión) originadas por las acciones de viento, así como la contribución de los soportes conectados rígidamente a los núcleos a través de los forjados.

– Las solicitudes sobre el cinturón de rigidez y los soportes de fachada debidas al viento, así como las debidas a las cargas gravitatorias que se transfieren al núcleo a través del cinturón a causa de su elevada rigidez a pesar de no ser ésta la función para la que está concebido.

– La deformabilidad estática del edificio bajo cargas de viento para garantizar el buen comportamiento de los elementos de la fachada.

– Las frecuencias propias de la estructura, necesarias para el control de las aceleraciones en los puntos críticos bajo acciones eólicas.

– Obtener las solicitudes sobre las vigas cargadero y analizar la interacción entre ellas y el resto del edificio, en particular a causa de la diferente deformación

bilidad entre las fachadas apeadas en ellas y las apeadas en soportes.

Este modelo se desarrolló por etapas, incluyendo en la fase final del proyecto la totalidad de los elementos estructurales afectados.

Los elementos estructurales aislados más significativos (núcleo, vigas cargadero, bloques de desvío de soportes, cinturón de rigidez,...) se estudiaron mediante modelos aislados. En particular, el análisis de los elementos del cinturón de rigidez se llevó cabo combinando diferentes procedimientos de cálculo, tendentes a ajustar al máximo el dimensionamiento de este elemento comprometido:

– En primer lugar, como se ha dicho, se determinaron a través del modelo global antes indicado, las solicitudes de origen eólico y gravitatorio sobre el cinturón, ajustadas para tener en cuenta el comportamiento diferido.

– En una segunda fase se llevó a cabo un modelo local de elementos finitos

ments. These deviations coinciding with the load bearing beams on the M1 floor and with the outrigger on the M2 floor complicate the execution details as layers of reinforcements and strengthening of different origins accumulate in the slab floor.

7. CALCULATION MODELS

The performance of the tower's slab floors to vertical loads was studied using local finite element models allowing their behaviour to be analysed swiftly and systematically, easily adapting to the changes in geometry between floors and enabling the amendments arising throughout the work's execution to be simply monitored. Auxiliary procedures developed by MC2 in order to simplify the pre-process and post-process tasks oriented towards intensive automation of the calculation work whilst nevertheless enabling the designer to keep control over the final design of the reinforcement's strengthening distribution were used.

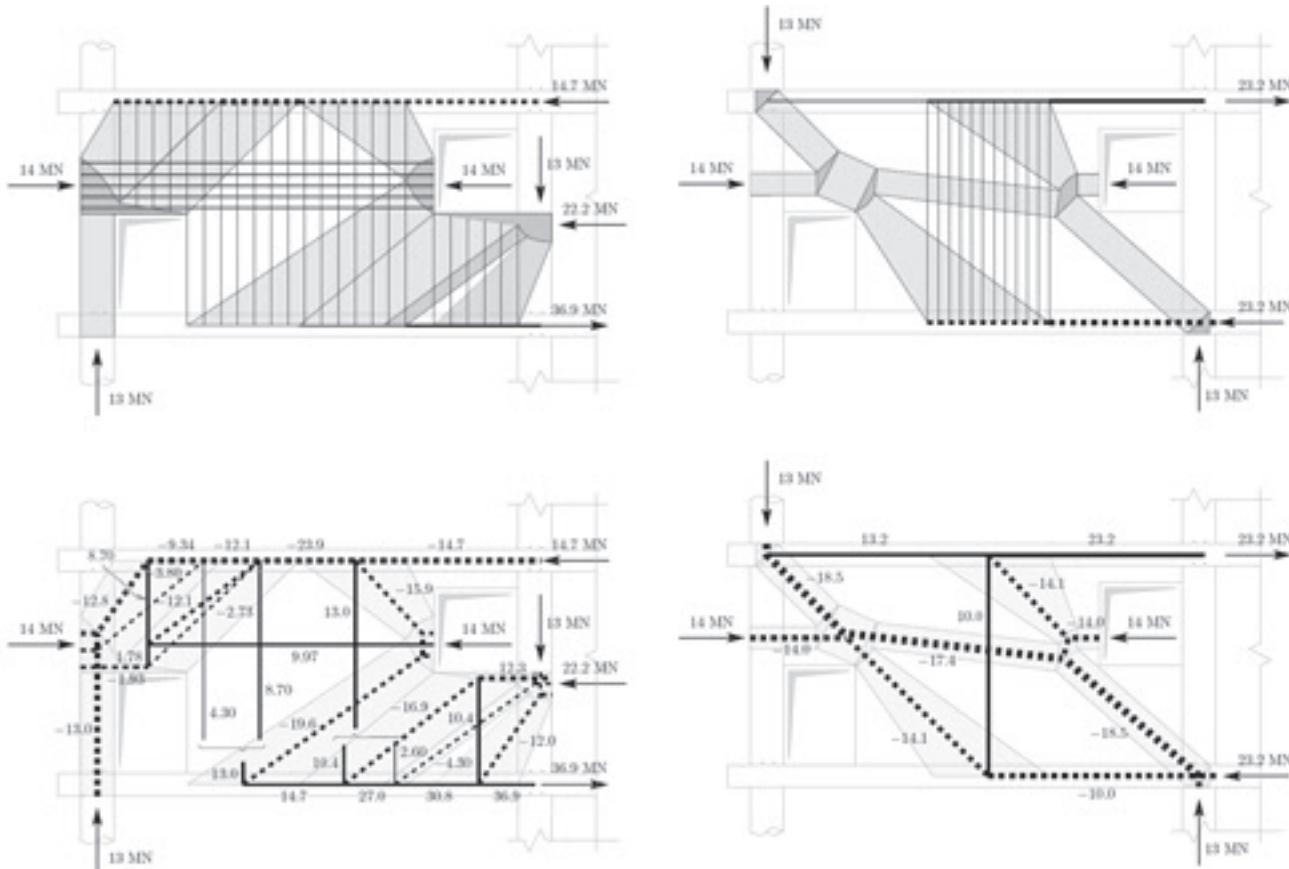


Figura 21. Estudio mediante modelos de campos de tensiones del comportamiento de las pantallas del cinturón de rigidez: cargas descendentes (izqda.) y ascendentes (dcha.).

Figure 21 – Study of the performance of the stiffness belt's cut-off walls using tensile stress field models: descending loads (left) and ascending (right).

Apart from these local models, a complete, detailed model of the tower was used by means of finite elements that enabled the following aspects to be studied, amongst others:

- The vertical load distribution between the different supports and cores, taking the structure's overall non-determinate behaviour into account.

- The distribution of wind force caused stresses (bending, shear and torsion) amongst the different cores, as well as the contribution of supports rigidly connected to the cores through the slab floors.

- Stresses on the outriggers and façade columns due to the wind, as well as those due to gravitational loads transferred to the core through the outrigger because of its high stiffness despite this not being the function for which it is conceived.

- The building's static deformability under wind loads in order to guarantee the good performance of the façade's elements

- The structure's vibration frequencies necessary for controlling accelerations at critical points under wind forces.

- Obtaining the stresses on load bearing beams and analysing the interaction between them and the rest of the building, in particular because of the different deformability between the façades shored up on them and those shored up on columns.

This model was developed in stages, including the whole of the structural elements affected, in the design's final phase.

The most significant, isolated structural elements (core, load bearing beams, columns deviation blocks, outrigger, etc.) were studied using isolated models. In particular, the outrigger elements were analysed by combining different calculation procedures tending to adjust the sizing of this endangered element as much as possible:

- Firstly, as stated, stresses on the outrigger of a wind and gravitational origin were determined using the aforementioned overall model. They were adjusted in order to take the long-term behaviour into account.

- In a second phase, a local finite element model was undertaken that comprised the two floors affected and the overall radial and perimeter cut-off

walls; this model was used to initially analyse the flow of stresses through the slab floors and cut-off walls bearing in mind the multiple cavities made therein.

- Detailed sizing was carried out with the aid of local tensile stress field models allowing the local reinforcement and prestressing strengthening to be accurately determined (Figure 21) [9, 10].

Finally, a further complete but very simplified model enabled the structure's long-term behaviour to be studied, analysing the following aspects:

- The tower's vertical deformation; determined by the unequal distribution of permanent tensile stresses between the cores and the supports, as well as the relative differences in stiffness between continuous pillars and those shored up on the load bearing beams giving rise to differential drops between the different points of the slab floors that must be kept below figures that do not reduce their resistant capacity nor affect the building's functionality; this analysis took the tower's real construction time into account which, to a large extent, enabled final deformations to be taken into account (Figure 22).

- The variation in permanent stresses in the outrigger and the columns connected to it, including an analysis of their sensitivity by means of variations in the rheological parameters inside the ranges of most likely figures.

- The floor to floor shortening of the columns, which must be limited to prevent damage to the façade.

que comprendía las dos plantas afectadas y el conjunto de pantallas radiales y perimetrales; este modelo fue empleado para analizar inicialmente el flujo de esfuerzos a través de los forjados y las pantallas teniendo en cuenta los múltiples alveolos dispuestos en ellos.

- Finalmente, el dimensionamiento detallado se realizó con la ayuda de modelos locales de campos de tensiones que permitieron determinar de un modo preciso los refuerzos locales de armadura y pretensado (Figura 21) (9,10).

Finalmente, otro modelo de cálculo, completo pero muy simplificado, permitió estudiar el comportamiento diferido de la estructura, analizando los siguientes aspectos:

- La deformación vertical de la torre; condicionada por la desigual distribución de tensiones permanentes entre los núcleos y los soportes, así como las diferencias relativas de rigideces entre pilares continuos y los que apean en las vigas cargadero, lo que da lugar a descensos diferenciales entre los diferentes puntos de los forjados que se deben mantener por debajo de valores que no reduzcan la capacidad resistente de los mismos ni afecten a la funcionalidad del edificio; este análisis tuvo en cuenta la temporalidad real de construcción de la torre, lo que permite reducir en gran medida las deformaciones finales (Figura 22).

- La variación de los esfuerzos permanentes en el cinturón de rigidez y los soportes a él conectados, incluyendo un análisis de la sensibilidad de los mis-

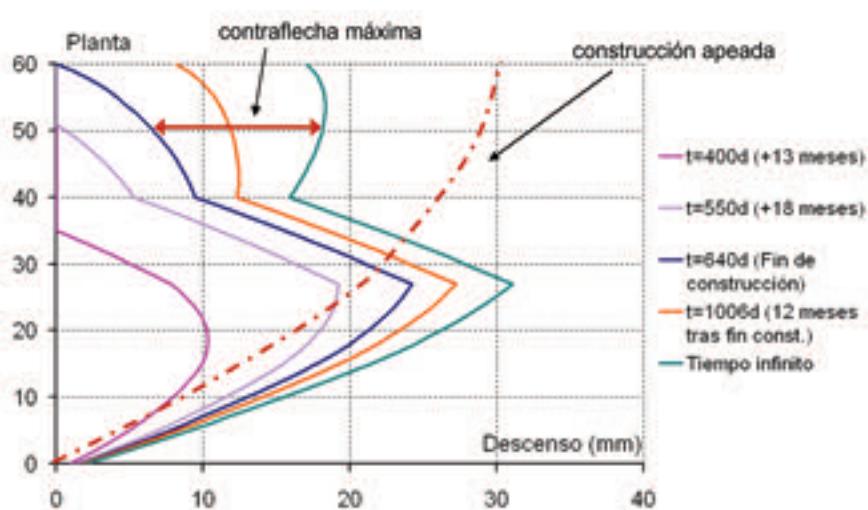


Figura 22. Descensos diferenciales entre el núcleo central y los soportes principales a lo largo de la vida del edificio.
Figure 22. Differential drops between the central core and the main supports throughout the building's lifetime.



Figura 23. Escalera de caracol en la zona de Dirección del edificio (Plantas 44 y 45).
Figure 23. Winding staircase in the building's Management area (44th and 45th floors).

mos, mediante variaciones de los parámetros reológicos dentro de las horquillas de valores más probables.

– Los acortamientos planta a planta de los soportes, que se deben limitar para evitar daños en la fachada

El dimensionamiento de esta pieza de luz importante ($L= 12,80\text{ m}$) y canto ajustado ($0,88\text{ m}$), estuvo muy condicionado por la funcionalidad de los sistemas mecánicos de las puertas de los ascensores que se apoyan en ella.

8. ESTRUCTURAS AUXILIARES

8.1. Estructura interior al núcleo central

La estructura del vestíbulo de ascensores del núcleo central se planteó para ser construida con independencia del conjunto núcleo-pilares-forjados. En las plantas tipo la estructura de este vestíbulo está formada por dos vigas parcialmente empotradas en los lados cortos del núcleo y con canto variable para permitir el paso de las instalaciones desde los patinillos. Entre dichas vigas se dispone una losa de $0,20\text{ m}$ de canto con los oportunos alveoles para paso de instalaciones cuando sea necesario. La losa fue calculada para ser capaz de resistir las cargas de la pluma de hormigonado y transmitirlas a las vigas, aunque finalmente la disposición empleada para el sistema de distribución del hormigón en la planta no hizo necesario asumir estas importantes solicitudes.

8.2. Escaleras helicoidales

Para conectar varias plantas en las zonas singulares del edificio (accesos en la parte baja y zona de dirección en la parte alta), se utilizan dos escaleras helicoidales en hormigón armado. La primera discurre entre la Planta Baja y la Entreplanta E3 (3 tramos), y la segunda entre las plantas 44 y 45 (Figura 23).

Las losas en hormigón armado empleadas para estas estructuras son completamente exentas y sólo se apoyan en los descansillos ubicados en el encuentro con las plantas. Se han empleado losas de canto medio $0,24\text{ m}$, consiguiéndose piezas de gran belleza que contribuyen a realzar la singularidad de estas zonas.

8.3. Estructuras metálicas secundarias

Para permitir la sujeción del muro cortina en las plantas en las que la losa se in-

8. AUXILIARY STRUCTURES

8.1. Inside structure of the central core

The central core's lift hall structure was planned to be built separately to the overall core-pillars-slab floors unit. This hall's structure on the standard floors is formed by two beams partially embedded in the core's short sides and varying in depth to allow installations to pass through from the small patios. A 0.20 m thick slab with the due apertures for installations to pass through where necessary is arranged between these beams. The slab was calculated to be able to resist the concreting jib loads and transmit them to the beams, although, in the end, the arrangement used for the concrete's distribution system on the storey made it unnecessary to assume these large stresses.

The sizing of this item with such a large span ($L= 12.80\text{ m}$) and adjusted depth (0.88 m), was very much determined by the functionality of the lift doors' mechanical systems which are supported on it.

8.2. Spiral staircases

Two reinforced concrete spiral staircases are used to connect several floors

in the singular areas of the building (accesses in the low part and executive area in the high part). The first runs between the Ground Floor and the E3 Mezzanine (3 stretches) and the second between the 44th and 45th floors (Figure 23).

The reinforced concrete slabs used for these structures are completely free-standing and are only supported on the landings located where the slab floors meet. Average 0.24 m thick slabs were used, obtaining very attractive items contributing in emphasising the uniqueness of these areas.

8.3. Secondary steel structures

Secondary steel structures made up of tubes suitably connected to the main structure's pillars are used to allow the curtain wall to be supported on those floors where the slab is interrupted before reaching the façade, in order to create spaces with a double height (Figure 24). When necessary, these pillars are supplemented with auxiliary steel pillars which are no higher than one storey.

Conventional and simple in themselves, the sizing of these structures was very much affected by the strict horizontal and vertical deflection conditions associated to the curtain wall, combined with how adjusted were the dimensions available for the steel profiles and their connection to the supports.

9. MATERIALS AND FUNDAMENTAL MAGNITUDES

– Area built in tower: 10,735 m² under ground level, 67,800 m² above ground level.

– Area built in car park: 34,265 m²

– HA-30 concrete in tower's slab floors: 19,851 m³

– Passive B-500 S reinforcement in tower slab floors: 3,211 t (161 kg/m³)

– Concrete in tower supports: HA-70, 1,255 m³; HA-40, 2,367 m³; HA-30, 798 m³

– Passive B-500 S reinforcement in tower supports: 1,864 t (422 kg/m³)

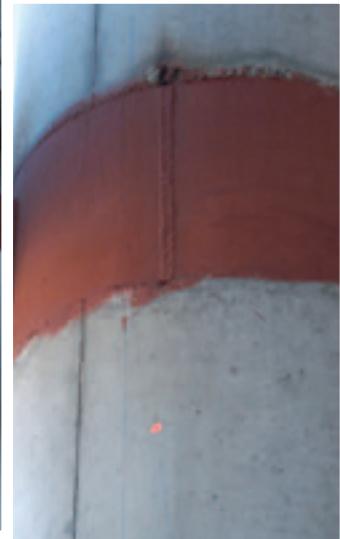
– S 355 J2 G3 steel in tower supports: 160 t

– S 355 J2 G3 steel in load bearing beams: 268.3 t



Figura 24. Estructura metálica auxiliar para sujeción de la fachada: vista general (izqda.); detalle de conexión con los soportes (dcha.).

Figure 24. Auxiliary metal structure to secure the façade: general view (left); detail of connection to supports (right)



– Concrete in cores: HA-70, 2,483 m³; HA-40, 1,012 m³; HA-30, 4,136 m³

– Reinforcement in cores: 1,438 t (188 kg/m³)

– Prestressing steel Y 1860 S7: 161.0 t (foundation slab), 6.9 t (load bearing beams), 43.8 t (outrigger)

– Total mass of the structure: 101,888 t (including quasi-permanent part of live loads)

– Total maximum load transmitted to foundations: 1,300,000 kN (characteristic value)

– Maximum wind forces, characteristic values at Ground Floor level: M_x , bending of centre line parallel to the long side of the pseudo-ellipse, $3.52 \cdot 10^6$ kNm, M_y , bending of centre line parallel to short side of the pseudo-ellipse, $1.96 \cdot 10^6$ kNm, M_z , vertical centre line torsion, $1.68 \cdot 10^5$ kNm, for a return period T of 100 years and damping equal to 2% of the critical

– Maximum acceleration on the last inhabitable floor with a return period T of 10 years and damping equal to 2% of the critical: 20.7 mg

– Maximum angular velocity on the last inhabitable floor with a return period T of 10 years and damping equal to 2% of the critical: $1.5 \cdot 10^{-3}$ rad/s

terrumpe antes de llegar a la fachada para crear espacios de doble altura, se disponen estructuras metálicas secundarias compuestas de tubos adecuadamente conectados a los pilares de la estructura principal (Figura 24). Cuando es preciso, se complementan estos pilares con pilares auxiliares metálicos que no tienen altura superior a una planta.

Estas estructuras, de por sí convencionales y sencillas, se han visto muy afectadas en su dimensionamiento por las estrictas condiciones de deformabilidad horizontal y vertical asociadas al muro cortina, combinadas con lo ajustado de las dimensiones disponibles para los perfiles y su conexión con los soportes.

9. MATERIALES Y MAGNITUDES FUNDAMENTALES

– Superficie edificada en torre: 10.735 m² bajo rasante, 67.800 m² sobre rasante

– Superficie edificada en aparcamiento: 34.265 m².

– Hormigón HA-30 en forjados de torre: 19.851 m³.

– Armadura pasiva B-500 S en forjados de torre: 3.211 t, 162 (kg/m³).

– Hormigón en soportes de torre: HA-70, 1.255 m³; HA-40, 2.367 m³; HA-30, 798 m³.

– Armadura pasiva B-500 S en soportes de torre: 1.864 t, 422 (kg/m³).

– Acero S 355 J2 G3 en soportes de torre: 160 t.

– Acero S 355 J2 G3 en vigas cargadero: 268,3 t

– Hormigón en núcleos: HA-70, 2.483 m³; HA-40, 1.012 m³; HA-30, 4.136 m³.

– Armadura en núcleos: 1.438 t, 188 (kg/m³).

– Acero de pretensar Y 1860 S7: 161,0 t (losa de cimentación), 6,9 t (vistas cargadero), 43,8 t (cinturón de rigidez).

– Masa total de la estructura: 101.888 t (Incluyendo parte cuasipermanente de sobrecargas).

– Carga total máxima transmitida a la cimentación: 1.300.000 kN (valor característico).

– Esfuerzos máximos debidos al viento, valores característicos en el nivel de Planta Baja: M_x, flexión de eje paralelo al lado largo de la seudo-elipse, 3,52·10⁶ kNm, M_y, flexión de eje paralelo al lado corto de la seudo-elipse, 1,96·10⁶ kNm, M_z, torsión de eje vertical, 1,68 10⁵ kNm, para un periodo de retorno T de 100 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico.

– Aceleración máxima en la última planta habitable con un periodo de retorno T de 10 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico: 20,7 mg.

– Velocidad angular máxima en la última planta habitable con un periodo de retorno T de 10 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico: 1,5 10⁻³ rad/s.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. Proyecto arquitectónico", Hor-

migón y acero nº 249, julio-septiembre, 2008.

(2) Martínez Calzón, J. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y acero nº 228-229, 2003.

(3) Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., Ballesteros Molpeceres, B. "Estructura del edificio Torre Espacio. Ejecución del proyecto constructivo", III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación, pp. 3169-3181, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2005.

(4) Aguirre Gallego, M., "Edificio Torre Espacio – Aspectos constructivos de ejecución de la estructura", Hormigón y acero nº xxx, 2008.

(5) NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación", Ministerio de Fomento, Madrid, 2002.

(6) American Society of Civil Engineers, ASCE, "Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 67, Virginia, 1999.

(7) Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", Actas de la 10^a Conferencia Internacional sobre Ingeniería eólica, ICWE, Copenague, Dinamarca, 1999.

(7) Isyumov, N., "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", 5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam, Holanda , Mayo 1995.

(7) Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlmann, B. "Design of Concrete Structures with Stress Fields", Birkhäuser, Basilea, 1997.

(10) Fernández Ruiz, M., Muttoni, Aurelio, "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones", Hormigón y acero nº 243, 2007.

REFERENCES

[1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. Architectural design", Hormigón y acero nº 249, July-September, 2008

[2] Martínez Calzón, J. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y acero nº 228-229, 2003

[3] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., Ballesteros Molpeceres, B., "Estructura del edificio Torre Espacio. Ejecución del proyecto constructivo", III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación, pp.. 3169-3181, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2005

[4] Aguirre Gallego, M., "Torre Espacio building: Construction aspects in building the structure", Hormigón y acero nº 249, July-September, 2008

[5] NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación", Ministerio de Fomento, Madrid, 2002

[6] American Society of Civil Engineers, ASCE, "Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures", ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 67, Virginia, 1999

[7] Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", Proceedings of the 10th International Conference on Wind Engineering, ICWE, Copenhague, Denmark, 1999

[8] Isyumov, N., "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", 5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam, The Netherlands , May 1995

[9] Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlmann, B., "Design of Concrete Structures with Stress Fields", Birkhäuser, Basel, 1997

[10] Fernández Ruiz, M., Muttoni Aurelio, "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones", Hormigón y acero nº 243, 2007, pages. 93-102.

Torre Espacio. Aspectos constructivos de ejecución de la estructura

Torre Espacio. Construction aspects in building the structure

Mauricio Aguirre Gallego⁽¹⁾

Recibido / Received: 20/11/2007

Aceptado / Accepted: 08/02/2008

RESUMEN

La construcción de grandes edificios en altura plantea un cambio radical de las técnicas constructivas habituales en la edificación estándar, que comienza con un acertado diseño de la implantación en obra, la tecnología y uso eficiente de los medios auxiliares, la utilización de materiales de última generación y la aplicación sistemática de diferentes y singulares técnicas de ejecución, cuyo objetivo esencial es el de obtener el mayor rendimiento productivo, con un alto nivel de calidad al menor coste posible. Todos estos aspectos resultaron fundamentales durante la construcción del edificio TORRE ESPACIO, de la cual se presenta una descripción sintetizada pero muy ilustrativa de los procesos que marcaron el ritmo constructivo y que en definitiva determinaron la clave del éxito.

Palabras clave: torre espacio, construcción de rascacielos, hormigón de alta resistencia, cimentaciones postensadas, ciclos de producción.

ABSTRACT

The construction of large high rise buildings involves a radical change in the usual construction techniques in standard buildings, which commences with the right design of the on-site implementation, technology and efficient use of the auxiliary resources, the use of the latest generation of materials and systematic application of different, unique building techniques whose essential aim is to obtain the greatest production performance with a high quality level at the least cost possible. All these aspects were fundamental during the Torre Espacio building's construction, of which a synthesised but highly illustrative description is given of the processes that set the construction rate and which, in the end, were the key to success.

Key words: torre espacio, skyscraper construction, high strength concrete, post-stressed concrete, production cycles.

⁽¹⁾ Ingeniero civil. Oficina Técnica OHL

Persona de contacto / Corresponding author: maguirre@ohl.es

1. GENERAL

The later sections in this article sketch out a summarised report of the Torre Espacio [1] building's structure execution process from the construction point of view, with which it is intended to show, to a certain extent, the approach taken as to the level of organisation, planning and development of the construction of the working group who built the Tower, emphasising the work's most significant structural elements.

2. MATERIALS

The Torre Espacio [2] structure is basically made with concrete and steel, like most of the world's large buildings. These materials are found in all the tower's structural elements but their resistant contribution varies according to the type and functional characteristics of each component; this is why they are present in the form of reinforced concrete, post-tensioned concrete, prestressed concrete, structural steel, post-tensioned structural steel and in mixed elements as a combination of structural steel and reinforced concrete.

The structural design requirements specified HA-70 high strength concrete in the cores and most of the pillars on the first few floors, as well as in the stiffening belt. These types of concrete were designed especially for the tower, with an additional reserve capacity of 10 MPa (HA-80), depending on the maker's production conditioning factors and the construction works' needs, which, in the case of the belt, involved uniquely designed production resources, materials and techniques, with the purpose of pumping the concrete with maximum guarantees.

The concrete constituting the below ground elements was mostly placed with mobile pumps, except HA-80 pillars and cores up to the 1st floor (+23.60), where it was poured with a bucket-crane, although this equipment on many occasions was also used to concrete HA-30/40 pillars below ground level and point concreting above.

A static SCHWING BP 5000 20R pump was used for concreting most of the above ground elements, with which HA-80 high strength concrete was pumped up to the Stiffening Belt with a maximum 160 m pipe height and HA-30 concrete up to the building's crown.

The average proportions of the concrete subjected to the most intense control level are as shown in Table 1.

Characteristic tests were only performed for high strength concretes.

3. CUT-OFF WALLS

Once the licence for the work's construction had been granted, the plot was levelled and an enclosure of approximately 115x125 m was dug out down to basement 2 level with a total volume of 66750 m³. After the cut-off walls had been set out with setting out hurdles, located on the east, north and west alignments, the guide walls, excavation, reinforcement and concreting work commenced for the cut-off wall modules measuring 0.60x2.80 m with semicircular joints.

The 0.60 m thick perimeter cut-off walls delimiting the plot, were temporarily anchored to the terrain whilst being built so as to allow the enclosure the Tower and Car Park occupy to be excavated.

Once the tower's 2nd basement storey slabs had been made, it was planned to cut the anchorages so that the neighbouring cut-off walls with the building in the north alignment would transmit thrusts directly to the slab floors. However, the anchorage cutting process in the other cut-off walls (east - west and north with nothing neighbouring) was slowed down until the car park slab floor compression layers had been concreted which led to most of the anchorages being cut between August and September, 2005.

4. FOUNDATIONS

The Building's foundations are the surface type and a 4 m thick post-tensioned slab measuring 42.3x52.3 m in plan was chosen, i.e., it has approximately 5 m more on the east and west side with respect to the Tower's perimeter projection and 1 m southwards.

4.1. Excavation

9350 m³ had to be excavated for the foundation slab. Once this level had

1. GENERALIDADES

Los apartados posteriores de este artículo esbozan, desde el punto de vista constructivo, una memoria resumida del proceso de ejecución de la estructura del edificio Torre Espacio [1], con la cual se pretende mostrar, hasta cierto punto, el enfoque a nivel de organización, planificación y desarrollo de la construcción, del grupo de trabajo que acometió la ejecución de la Torre, con énfasis en los elementos estructurales más significativos de la obra.

2. MATERIALES

La estructura del edificio Torre Espacio [2] está básicamente conformada por hormigón y acero, al igual que la gran mayoría de los grandes edificios en el mundo. Dichos materiales se encuentran en todos los elementos estructurales de la torre, pero su aporte resistente varía según el tipo y características funcionales de cada componente; es así como están presentes en forma de hormigón armado, hormigón postensado, hormigón pretensado, acero estructural, acero estructural postensado y en los elementos mixtos como combinación de acero estructural y hormigón armado.

Los requerimientos del proyecto estructural especificaban hormigón de alta resistencia HA-70 en los núcleos y la mayor parte de los pilares de las primeras plantas, así como en el cinturón de rigidez. Dichos hormigones se diseñaron especialmente para la torre, con una reserva de capacidad adicional de 10 MPa (HA-80), en función de los condicionantes de producción del fabricante y de las necesidades constructivas de la obra, que en el caso del cinturón, implicaron medios de producción, materiales y técnicas de diseño singulares, con el objeto de realizar su colocación mediante bombeo con las máximas garantías.

Los hormigones que constituyen los elementos bajo rasante se colocaron mayoritariamente con bombas móviles, salvo pilares y núcleos de HA-80 hasta la planta 1 (+23,60), que se vertieron mediante cubilote-grúa, aunque en muchas ocasiones este medio también se empleó para hormigonar pilares de HA-30/40 bajo rasante y puntualmente sobre rasante.

Para el hormigonado de la mayor parte de los elementos sobre rasante, se uti-

Tabla 1. Dosificaciones promedio de los hormigones empleados en la construcción de Torre Espacio
Table 1. Average proportioning of concrete used in building the Torre Espacio

HA-30/F/20/IIb / HA-30/F/20/IIb	
Cemento Asland II/A-V 42.5R / Asland II/A-V 42.5R Cement	370 kg/m ³
Arena silícea 0/4 / 0/4 Silica sand	810 kg/m ³
Gravilla silícea 4/20 / 4/20 Silica gravel	1050 kg/m ³
Aditivo plastificante Degussa / Degussa plastifying additive	1 %
Relación a/c / s/c ratio	0.5
HA-40/F/20/IIb / HA-40/F/20/IIb	
Cemento Asland II/A-V 42.5R / Asland II/A-V 42.5R Cement	420 kg/m ³
Arena silícea 0/4 / 0/4 Silica sand	740 kg/m ³
Gravilla silícea 4/20 / 4/20 Silica gravel	1050 kg/m ³
Aditivo plastificante Degussa / Degussa plastifying additive	0.8 %
Aditivo super fluidificante Degussa / Degussa super fluidising additive	1.2 %
Relación a/c / s/c ratio	0.43
HA-80/F/20/IIb (hasta P1 - cubilote) / HA-80/F/20/IIb (up till P1 - bucket)	
Cemento Asland I/52.5R / Asland I/52.5R Cement	500 kg/m ³
Arena silícea 0/4 (35 %) / 0/4 Silica sand (35 %)	660 kg/m ³
Árido silíceo 4/20 (65 %) / 4/20 Silica aggregate (65 %)	1170 kg/m ³
Nanosílice Degussa / Degussa Nanosilicon	3.0 %
Aditivo super fluidificante Degussa / Degussa super fluidising additive	3.1 %
Relación a/c / s/c ratio	0.25
HA-80/F/12/IIb (cinturón de rigidez – bomba) / HA-80/F/12/IIb (stiffness belt - pump)	
Cemento Asland I/52.5R / Asland I/52.5R Cement	580 kg/m ³
Arena silícea 0/6 (50 %) / 0/6 Silica sand (50 %)	750 kg/m ³
Andesita 6/12 (50 %) / 6/12 Andesite (50 %)	800 kg/m ³
Microsílice / Microsilicon	5.0 %
Nanosílice Degussa / Degussa nanosilicon	1.0 %
Premix COMPOSITES (bombeo, control retracción, etc.) / Premix COMPOSITES (pumping, shrinkage control, etc.)	2.1 %
Aditivo 1, super fluidificante Degussa / Additive 1, Degussa super fluidising	2.0 %
Aditivo 2, super fluidificante Degussa / Additive 2, Degussa super fluidising	0.2 %
Relación a/c / s/c ratio	0.27

lizó una bomba estática SCHWING BP 5000 20R, con la cual llegó a bombearse hormigón de alta resistencia HA-80 al Cinturón de Rigidez con cota máxima de tubería a 160m de altura y hormigón HA-30 hasta la coronación del edificio.

Las dosificaciones medias de los hormigones sometidos a un nivel de control más intenso son las que figuran en la Tabla 1.

Únicamente se efectuaron ensayos característicos para los hormigones de alta resistencia.

2. MUROS PANTALLA

Una vez que se otorgó la licencia de construcción de la obra, se procedió a realizar una explicación general de parce-

la y un vaciado de un recinto de dimensiones 115x125 m aproximadamente hasta la cota del sótano 2, con un volumen total de 66750 m³. Posteriormente, realizado el replanteo de las camillas de los muros pantalla ubicados sobre las alineaciones este, norte y oeste, comenzaron las labores de elaboración de los muretes guía, excavación, ferrallado y hormigonado de los módulos de pantalla de dimensiones 0,60x2,80 m con juntas semicirculares.

Los muros pantalla perimetrales que delimitan la parcela, cuyo espesor es de 0,60 m, fueron anclados temporalmente al terreno durante su ejecución, de modo que permitieran la excavación del recinto que ocupa la Torre y el Aparcamiento.

Una vez concluida la ejecución de las losas de forjado de la planta sótano 2 de

been reached, a 98% modified Proctor compaction was carried out and the level checked by geometric levelling. The side slopes were protected with polyethylene to prevent them eroding and perimeter channels were made at the base to drain away rainwater during the building phase to a pit located at the slab's south-west corner.

4.2. Slab-ground interface

In order to guarantee that the post-stressing forces applied to the active reinforcement were in fact transmitted to the concrete, controlling potential cracking in the slab from the very heavy loads arriving from the pillars and cores, the friction between ground and slab could not exceed 0.5 according to the project specification.

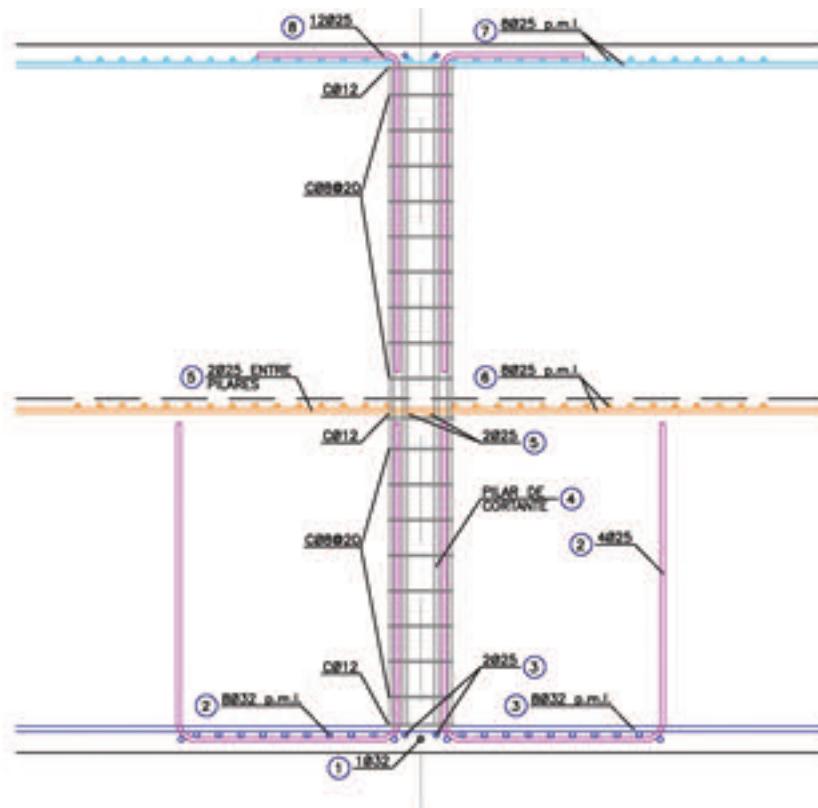


Figura 1. Esquema básico de armado de la losa de cimentación.
Figure 1. Basic reinforcing scheme for the foundation slab.

To this end, it was decided, during the planning and refined study phase of the construction process to be applied to the foundation slab, to place a double sheet of 250 μ polyethylene each directly on the levelled, compacted terrain; thus the top sheet protected the one in contact with the ground and allowed for a clean reinforcing process. A third sheet, locally arranged in the areas with the greatest deformation expected, as protection for those fulfilling the function of reducing friction, enabled the work involved in assembling and welding the slab's reinforcement, active trumpet shaped anchor plates, etc., would in no way affect the interface layer.

This friction reducing method was later backed up by contrast using scale tests carried out on the ground stratum where the slab was made and the results obtained confirmed its validity.

4.3. Passive reinforcements

The foundation slab was made in two layers of 2 m each. The first layer has both top and bottom reinforcement and the second only on the top face and skin reinforcement around the perime-

ter. Overall, 1,450,000 kg of B500SD steel were fitted and the preparation and fitting process was studied in detail so as to be the most efficient, rapid and suitable according to structural design requirements.

Depending on several factors associated with the foundation reinforcing scheme, specially designed separators were used, fulfilling secondary missions in providing speed and accuracy to the assembly work. These supplementary missions were those that materialised the reinforcement marking out centre lines (assembled items) and notches for a preset joining of the items, amongst others.

All the bottom layer's basic reinforcement was factory prefabricated and moduled so that when assembling, the notches in the shear reinforcement were ready. Added to a quicker post-stressing alternative, this method afforded a reduction in the time scale for making the whole slab reducing it from 3 to 2 months. Figure 1 shows the basic reinforcing scheme where the order in which the elements making up a module were fitted and repeated every 1.5 m in both directions is shown.

la torre, se planificó el corte de los anclajes, de modo que las pantallas colindantes con el edificio en la alineación norte transmitieran los empujes directamente a los forjados. Sin embargo, el proceso de corte de anclajes en las demás pantallas (este – oeste y norte sin colindancia) se ralentizó hasta el hormigonado de las capas de compresión de los forjados del aparcamiento, lo que determinó el corte de la mayor parte de los anclajes entre agosto y septiembre de 2005.

4. CIMENTACIÓN

La cimentación del edificio es de tipo superficial y se ha optado por una losa postensada de 4 m de canto con dimensiones en planta 42,3x52,3 m, es decir, tiene aproximadamente 5 m más a cada lado este y oeste respecto a la proyección del perímetro de la Torre, y 1 m hacia el sur.

4.1. Excavación

La excavación necesaria para la losa de cimentación fue de 9350 m³. Una vez alcanzado este nivel, se realizó una compactación al 98% del Proctor modificado, comprobando la cota mediante nivelación geométrica. Los taludes laterales se protegieron con polietileno para evitar su erosión y en la base se dispusieron canaletas perimetrales para evacuar el agua de lluvia durante la fase de ejecución hasta un pozo ubicado en la esquina sur-oeste de la losa.

4.2. Interfase losa-terreno

Para garantizar que las fuerzas de postensado aplicadas a la armadura activa se transmitieran efectivamente al hormigón, controlando la potencial fisuración en la losa derivada de las altísimas cargas que llegan por los pilares y núcleos, el rozamiento entre el suelo y la losa no podía exceder de 0,5 según la especificación de proyecto.

A tal fin, durante la fase de planificación y estudio afinado de los procesos constructivos a aplicar en la losa de cimentación, se determinó colocar una doble lámina de polietileno de 250 μ cada una directamente sobre el terreno

compactado y nivelado; de este modo la lámina superior protegía a la que está en contacto con el terreno y permitía un proceso de ferrallado limpio. Una tercera lámina, dispuesta localmente en las zonas de mayor deformación prevista, como protección de las que desempeñan la función de reducir el rozamiento, permitió que las labores de montaje y soldadura de la armadura de la losa, tromplacas de anclajes activos, etc., no afectaran en modo alguno a la capa de interfase.

Este mecanismo de reducción del rozamiento posteriormente fue avalado por el contraste mediante ensayos a escala efectuados sobre el estrato de suelo en el cual se ejecutó la losa, cuyos resultados confirmaron su validez.

4.3. Armaduras pasivas

La losa de cimentación se ejecutó en 2 tongadas de 2 m cada una. La primera tongada tiene armadura tanto inferior como superior, la segunda sólo en la cara superior y a lo largo del perímetro armadura de piel. En total se dispusieron 1.450.000 kg de acero B500SD, cuyo proceso de preparación y colocación se estudió detalladamente para que fuese lo más eficiente, rápido y adecuado conforme los requerimientos del proyecto estructural.

En función de varios factores asociados al esquema de armado de la cimentación, se implementaron separadores especialmente diseñados que cumplieron misiones secundarias aportando velocidad y precisión al montaje. Tales misiones complementarias fueron las de materialización de los ejes de replanteo de armadura (piezas ensambladas) y muescas para acople prefijado de las piezas, entre otras.

Toda la armadura básica de la tongada inferior se prefabricó en taller y se moduló de forma que al montarla quedaran listas las esperas de la armadura de cortante. Con este método, sumado a una alternativa de postensado más rápido, se consiguió una reducción del plazo previsto de ejecución de toda la losa de 3 a 2 meses. En la figura 1 puede verse el esquema básico de armado donde se indica el orden de colocación de los elementos que componen un módulo que se repite cada 1.5 m en ambas direcciones.

4.4. Armaduras activas

La armadura activa de la losa de cimentación se encuentra en la primera tongada y está constituida por 40 tendones de acero Y1860S7 en cada dirección (figura 2), ubicados en las respectivas franjas centrales de 24 m de ancho. Cada tendon se compone de 37 cordones de 0.6", con lo que la cantidad de armadura activa colocada en la losa es de 161.000 kg con trazado prácticamente recto, lo que facilitó considerablemente el montaje.

El tesado se realizó en varias fases una vez terminada la primera tongada de hormigonado (2 m inferiores), trabajando desde los extremos *este-oeste* de la losa, y desde el extremo *sur* en la dirección ortogonal. Cada tendon se tesó a 7900 kN, de modo que después de las pérdidas se quedaran en los 7400 kN especificados en proyecto. En la figura 3 puede verse el estado final en los anclajes activos del lado *oeste* después de la última fase de tesado.

4.5. Hormigonado

Con 8730 m³ reales, el hormigonado de la losa de cimentación es el hito de ejecución de la Torre que tuvo la mayor demanda de hormigón por día. Se ejecutó de forma distinta para cada tongada. En la primera tongada se implemen-

4.4. Active reinforcements

The foundation slab's active reinforcement occurs in the first layer and is formed by 40 Y1860S7 steel tendons in each direction (figure 2), located in the respective central strips 24 m wide. Each tendon is made up of 37 cords of 0.6", with which the amount of active reinforcement fitted in the slab is 161,000 kg with a practically straight route which considerably helped in assembly work.

Tensile stressing was effected in several phases once the first concreting layer had been placed (bottom 2 m), working from the east-west ends of the slab and from the south end in the orthogonal direction. Each tendon was tensile stressed to 7900 kN, so that, after losses, the figure came down to 7400 kN as specified in the design. Figure 3 shows the final state in the active anchorages of the west side after the last tensile stressing phase.

4.5. Concreting

With an actual 8730 m³, the foundation slab's concreting is the landmark for the Tower's execution, with the highest demand for concrete per day. It was performed in a different way for each layer. A 7 phase concreting scheme was designed in the first layer looking to adapt the degrees of advance in the passive re-



Figura 2. Tendones de postensado en losa de cimentación de Torre Espacio.
Figure 2. Post-stressing tendons in the Torre Espacio foundation slab.



Figura 3. Anclajes activos después del tesado en losa de cimentación de Torre Espacio.
Figure 3. Active anchorages after tensile stressing in the Torre Espacio foundation slab.

inforcement to the central strips where it co-existed with the active reinforcement, the possibilities of a daily concrete plant supply and the conditioning factors of the tensile stressing programme as regards the concrete's minimum strength when tensile stressing, all with the purpose of achieving the greatest continuity in the execution process and consequently bringing the time scale forward.

Each concreting area was delimited with metal gratings enabling vertical joints to be made; thus, no concreting day exceeded 650 m³, except phase 7, which was undertaken on a Saturday and provided an actual 1205 m³.

The concreting plan for the second layer was different, due to the slab's top reinforcement having to adapt to the geometric shape of the central cores and side cores, whose mortise notches, like those of the pillars, had to be made on the top level of the first layer. Adjusted again to the degrees of advance achieved in reinforcing, this conditioning factor led to distribution in different phases where the amounts of concrete varied, according to the area, between an actual 450 and 650 m³, except in area 4 where 760 m³ were laid in one day's work.

5. SUPPORTS

Building the Torre Espacio's supports called for different techniques and proce-

dures, depending on the specific characteristics they displayed in each case. There are multiple types of reinforcement, ranging from conventional reinforcing in the pillars that disappear in the ground floor's slab floor and those above the 29th floor, to the double crown reinforcements in the first 2/3 of the building's height, and outside crown with metal section reaching up to the first floor.

The pillar reinforcement was factory prefabricated for heights of 5 m to 14 m; the pillars were transported in a single piece to the site and erected with a crane. Items of up to 18 m, which were assembled (2 parts) before hoisting them up and taking them to their position, were erected in the case of those pillars covering 4 storeys in height (figure 4).

The circular support formwork was made using conventional half-moulds; in the case of rectangular supports, phenol panel, metal or timber rib reinforced formwork was used.

The HA-40 support concrete was placed with mobile pumps up to the E3 mezzanine and a static pump was used in the other, initially from the north berm of the cut-off walls at the S2 level, and, finally, from the south platform of the GF. The HA-80 pillars were concreted using a bucket crane to the first floor, which method was exceptionally used also for some HA-40 or HA-30 supports in the rest of the Tower under special circum-

tó un esquema de hormigonado de 7 fases que buscaba adaptar los grados de avance en el armado pasivo con las franjas centrales donde coexistía con la armadura activa, las posibilidades de suministro diario de la planta de hormigón y los condicionantes del programa de tesado en cuanto a la resistencia mínima del hormigón al momento de tesar, todo con el objeto de tener la mayor continuidad en el proceso de ejecución y el consiguiente ahorro en el plazo.

Cada zona de hormigonado se delimitó mediante rejillas metálicas que permiten ejecutar juntas verticales; de este modo, cada jornada de hormigonado no excedió los 650 m³, salvo la fase 7, que se llevó a cabo un sábado con 1205 m³ reales.

En la segunda tongada el esquema de hormigonado fue diferente, debido a que la armadura superior de la losa debía adaptarse a la forma geométrica del núcleo central y los laterales, cuyas esperas, al igual que las de los pilares, debían montarse sobre el nivel superior de la primera tongada. Este condicionante, nuevamente ajustado a los grados de avance en el armado, determinó una distribución de fases diferente, donde las cantidades de hormigón, según la zona, oscilaron entre 450 y 650 m³ reales, salvo en la zona 4 donde se colocaron 760 m³ en una jornada.

5. SOPORTES

La ejecución de los soportes de Torre Espacio requirió la aplicación de diferentes técnicas y procedimientos, en función de las características concretas que en cada caso se presentaron. Los tipos de armado son múltiples, desde armados convencionales en los pilares que mueren en el forjado de planta baja y los que están por encima de la planta 29, hasta los armados de doble corona presentes en los primeros 2/3 de altura del edificio, y corona exterior con perfil metálico que llegan hasta la planta primera.

La armadura de los pilares se prefabricó en taller para alturas de 5 m a 14 m; éstos fueron transportados en una sola pieza hasta la obra y montados mediante grúa. Se montaron piezas de hasta 18 m, cuyo ensamblaje (2 piezas) se realizaba antes de izarlas y llevarlas a su

posición en el caso de los pilares que cubrían 4 plantas de altura (figura 4).

El encofrado de los soportes circulares se conformó mediante semimoldes metálicos convencionales; en el caso de los rectangulares se utilizaron encofrados de paneles fenólicos reforzados por costillas metálicas o de madera.

El hormigón de los soportes con HA-40 se colocó con *bombas móviles* hasta la entreplanta E3 y en los demás casos se efectuó con *bomba estática*, inicialmente desde la berma norte de las pantallas a la altura del S2, y definitivamente desde la plataforma sur de la PB. Los pilares con HA-80 se hormigonaron mediante *cubilote-grúa* hasta la planta 1, método que también se empleó excepcionalmente para algunos soportes de HA-40 o HA-30 del resto de la Torre en circunstancias especiales. Para el hormigonado de los pilares con alturas entre 6 y 12 m, se implementaron

tolvas prolongadas con mangueras elásticas reforzadas que se iban cambiando conforme avanzaba el hormigonado. En los soportes con altura superior a los 12 m, el hormigonado se llevó a cabo con la utilización de un sistema de tolva y tubos tipo *tremie* de varios tramos.

stances. Hoppers were used with prolonged reinforced elastic hose pipes which were changed as concreting advanced, for concreting the pillars between 6 and 12 m high. Concreting in supports higher than 12 m was performed using a system formed by a hopper and tremie type pipes of several stretches.

6. NÚCLEO CENTRAL

El núcleo central marcó desde el inicio el ritmo del proceso de ejecución constituyéndose en el elemento crítico del ciclo productivo de la Torre. Fue durante toda la obra el referente de crecimiento de la estructura, pues como punto de partida de las labores de topografía (altimetría), encofrado y armadura en cada nueva planta, determinaba la duración de cada unidad de producción del ciclo. La modulación de su armado se estudió detalladamente de acuerdo con los condicionantes de

6. CENTRAL CORE

Right from the beginning, the central core set the rate for the execution process and became the critical element in the Tower's production cycle. It was the structure's growth reference during the whole work since, as a starting point of the topography (altimetry) formwork and reinforcement jobs on each new floor, it determined the duration of each production unit. Its reinforcing modulating was studied in detail in accordance with the transport conditioning factors, the compensation of steel mesh equipment and the possibilities of designing self-climbing formwork which would be set up at ground floor level.

Reinforcement was factory pre-fabricated, in standard lorry transportable modules which were assembled so that the in situ placed horizontal distributions would finally connect all the elements (figure 5). Thus a minimum of horizontal overlaps, optimum performance during erection and a compensated process providing continuity to the reinforcing gangs' work were obtained.

The connecting beams (lintels) arrived at the site in a completely pre-fabricated fashion and were taken directly to their erection place, needing minimum adjustments in their position and being finally secured by weld points before the formwork was closed.

The formwork from the S6 basement to S1 was the conventional climbing type, and the self-climbing erection work specially designed to climb together with the concrete distributor's structure through which the concrete was pumped to each floor commenced from the ground floor.

This item's HA-80 concrete was poured with a bucket-crane up to the M1 floor level and from there on up to the crown, the other concrete constituting same was placed with the aid of a static pump.



Figura 4. Montaje de armadura de pilares en entreplanta 2, Torre Espacio.
Figure 4. Assembling pillar reinforcement in mezzanine 2, Torre Espacio.



Figura 5. Armadura del núcleo central en sótano 6 de Torre Espacio.
Figure 5. Torre espacio's central core reinforcement in basement 6.

7. SLAB FLOORS

The Tower's slab floors are made with HA-30 solid concrete slabs placed by means of mobile pumps to the M1 floor and by a static pump to the rest through the distributor located in the central core. The M2 and 29th storeys slab floors, with HA-80 concrete, were also concreted by pumping. The slab floor thickness is generally 0.28 m with spans varying between 7 and 12 m, but on some floors (mechanical and Sky lobby) or specific areas of floors, the slabs are 0.35 m thick.

The slab floor reinforcement has its main directions concordant with the building's diagonals which are orthogonal to the cores. This is why such elements meetings are facilitated, but become com-

plicated at the façade edges and, in many cases, call for special details to be on-site developed but always with the active participation of the designers.

The slab floors rigidly link with the tower's vertical cores and are materialised on site in several forms. On the first few floors (up to P1), the low calibre reinforcements were directly anchored by a straight extension into the walls, which were sufficiently thick to accept them; in the other cases, the reinforcements were overlapped with standard rebar hooks for all slab floors with the same thickness spaced at varying distances and anchored to each core's walls.

Supplying slab floor reinforcements and other structural tower elements was

transporte, la compensación de equipos de ferralla y las posibilidades de diseño del encofrado *autotrepante*, que se instalaría al nivel de planta baja.

La armadura se prefabricó en taller, en módulos transportables mediante camiones estándar, que se montaron de modo que los repartos horizontales, colocados *in situ*, conectarían finalmente todos los elementos (figura 5). De este modo, se obtuvo el mínimo de solapas horizontales, un rendimiento óptimo durante el montaje y un proceso compensado que le daba continuidad a las labores de los equipos de ferralla.

Las vigas de acople (dinteles) llegaron a la obra totalmente prefabricadas, y se llevaron directamente a su emplazamiento, requiriendo excepcionalmente ajustes mínimos en su posición, y finalmente se fijaban mediante puntos de soldadura, antes del cierre de encofrados.

El encofrado desde el sótano S6 hasta el S1 fue del tipo *trepa* convencional, y a partir de la planta baja se comenzó el montaje del *autotrepante*, diseñado especialmente para trepar conjuntamente con la estructura del distribuidor de hormigón a través del cual se bombeó el mismo a cada planta.

El hormigón HA-80 de este elemento fue vertido con *cubilote-grúa* hasta el nivel de la planta M1, y en adelante hasta la coronación, los demás hormigones constituyentes del mismo se colocaron mediante *bomba estática*.

7. FORJADOS

Los forjados de la Torre son losas macizas de hormigón HA-30 colocado mediante *bombas* móviles hasta la planta M1 y por *bomba* estática en el resto a través del distribuidor ubicado en el núcleo central. Los forjados de las plantas M2 y 29, con hormigón HA-80, se hormigonaron también por *bombeo*. El canto de las losas de forjado es, en general, de 0.28 m con luces que varían entre 7 y 12 m, pero en algunas plantas (mecánicas y Skylobby) o zonas concretas de plantas el canto de las losas es de 0.35 m.

El armado de los forjados tiene sus direcciones principales concordantes con las diagonales del edificio que son

ortogonales a los núcleos, razón por la cual se facilitan los encuentros con tales elementos, pero se complica en los bordes de fachada, requiriendo en muchos casos detalles especiales desarrollados en obra, siempre con la activa participación de los proyectistas.

El vínculo de los forjados con los núcleos verticales de la torre es rígido, y fue materializado en obra de varias formas. En las primeras plantas (hasta P1), las armaduras de calibres bajos se anclaron directamente por prolongación recta en los muros cuyo espesor era lo suficientemente grande para admitirlo; en los demás casos, las armaduras se solaparon con horquillas estandarizadas para todos los forjados del mismo canto, dispuestas a espaciamientos variables y ancladas a los muros de cada núcleo.

El suministro de la armadura de los forjados, así como el de los demás elementos estructurales de la torre, estuvo sujeto permanentemente a las necesidades impuestas por el ciclo de ejecución. Las unidades de suministro, en el caso de los forjados, estaban diferenciadas en cada planta entre *horquillas*, *zunchos* y *vigas*, barcas de *armadura básica*, cercos para *punzonamiento* estándar y finalmente *refuerzos*. La armadura de pernos de *punzonamiento* tenía un suministro independiente en el que cada lote comprendía varias plantas.

En términos generales, el orden de montaje de la armadura de los forjados estuvo estructurado según la serie *zunchos y vigas - horquillas - punzonamiento estándar - básica inferior y refuerzo - vainas de postensado - básica superior y refuerzo - pernos punzonamiento*. Los *zunchos y vigas* se ensamblaban en un taller dispuesto en obra, en tramos parciales o completos según el diseño de planillas elaborado previamente para todos los elementos de cada planta, bajo la coordinación del personal técnico de OHL; dicho taller permitió un nivel de compensación óptimo en la continuidad de las labores de los equipos de montaje y ferrallado, en el ámbito del ciclo constructivo.

8. VIGAS CARGADERO

Las 2 vigas cargadero comprendidas entre las plantas M1 y 1^a, que soportan

los pilares de las fachadas sur (figura 6) y este del edificio, son elementos de una especial singularidad en el ámbito de la edificación. Estas vigas de acero S355J2G3 pesan unos 130.000 kg cada una, sus dimensiones son de 30 m de luz por 8 m de canto y tienen sus diagonales postensadas mediante parejas de tendones de 19 y 31 cordones de 0.6" de acero Y1860S7.

La fabricación de todos los elementos (cordones, diagonales, montantes, etc.) se llevó a cabo íntegramente en taller; las técnicas de soldadura empleadas fueron de arco sumergido y de hilo tubular con protección gaseosa, conformando unidades de montaje a colocar individualmente en obra con un peso máximo por pieza de 28.000 kg.

Se efectuó una prueba de montaje en blanco de cada viga en el taller y una vez verificadas las piezas y la geometría ensamblada, se procedió con el envío a la obra de las unidades que la secuencia de montaje indicaba.

El proceso planificado para el montaje en obra se definió en base a la premisa de que finalizado el ensamblaje *in situ* de las vigas, la ejecución de la estructura del edificio se encontrara al nivel de la planta M1, de modo que no se presentara ningún tiempo muerto que rompiera la continuidad del frente de producción de la Torre.

Las piezas se montaron con grúas móviles desde la planta baja, siguiendo la secuencia *montante extremo (NE en VC-1, WS en VC-2) - cordón inferior - montantes - diagonales - tendones de postensado - cordón superior*. El montaje de cada elemento se controló topográficamente con estaciones totales que determinaban en varios puntos de la pieza su ubicación en relación con la geometría final especificada en los planos del proyecto. Dicho control se prolongó más allá del montaje, con lecturas de mañana y tarde hasta el hormigonado de la planta 1.

Finalizado el montaje de las vigas, y una vez ejecutadas al menos las 10 primeras plantas, se procedió con el tesado parcial de las diagonales exteriores según el plan general de tesado especificado, que determinaba 4 fases distribuidas cada diez plantas aproximadamente, lo cual permitía la colocación de la fa-

permanently subject to the needs as imposed by the building cycle. In the case of slab floors, the supply units were differentiated on each floor between hooks, hoops and beams, basic reinforcement meshes, frames for standard punching and, finally, reinforcements. The punch bolt reinforcement was supplied separately and each batch covered several floors.

In general terms, the order of slab floor rebar fitting was structured as per a series of hoops and beams - hooks - standard punching - bottom basic and reinforcing - post-stressing sheaths - top basic and reinforcing - punch bolts. The hoops and beams were assembled in a workshop set up on site, in partial or complete stretches in accordance with a previously drawn up sketch design for all elements on each floor under the personal coordination of OHL technical staff; this workshop enabled an optimum level of compensation in the continuity of the erection and reinforcing gangs' work in the construction cycle sphere.

8. LOAD BEARING BEAMS

The 2 load bearing beams between the M1 and 1st floors supporting the building's south and east façade pillars (figure 6) are particularly unique elements in the building sphere. These S355J2G3 steel beams weigh about 130,000 kg each, their dimensions are 30 m span by 8 m thick and their diagonals are post-stressed by pairs of tendons with 19 and 31 Y1860S7 0.6" steel cords.

All elements (cords, diagonals, struts, etc.) were completely workshop made; submerged arc and gas shield tubular wire were the welding techniques used, forming erection units to be individually on-site placed with a maximum weight per item of 28,000 kg.

A trial fitting test was workshop performed for each beam and once the items and geometry assembled had been checked, the units which the fitting sequence indicated were sent to the site.

The process as planned for on site erection was defined, based on the premise that once the beams had been in situ assembled, the execution of the building's structure would be at the M1

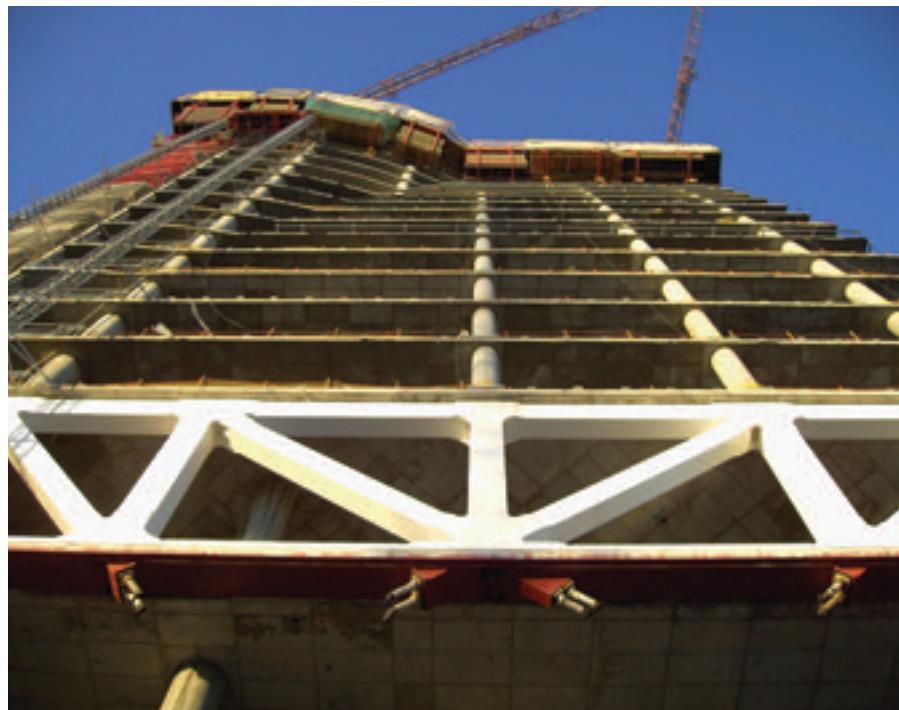


Figura 6. Viga cargadero 2 (fachada sur) de Torre Espacio.
Figure 6. Torre Espacio's load bearing beam 2 (south façade).

floor level, so that no dead time breaking the Tower's production face continuity would occur.

Items were erected with mobile cranes from the ground floor following a sequence of end strut (NE on VC-1, WS on VC-2) - bottom chord - struts - diagonals - post-stressing tendons - top chord. The fitting of each element was topographically controlled with total stations that determined its location, at several points of the item, in relation to the final geometry specified in the project drawings. This control was extended beyond fitting, with morning and evening readings until the first floor's concreting.

Once the beams had been placed, and at least the first 10 floors had been built, the outside diagonals were partially tensile stressed in accordance with the general tensile stressing plan specified that laid down 4 phases distributed approximately every ten floors enabling the façade to be placed without tensile stressing derived movements affecting it at all.

9. STIFFNESS BELT

The execution of this important component of the structure was based on the decision not to strike the central core's

self-climbing formwork and on the possibility of zoning and making a specific cycle of the floors involved that would optimise the belt's construction process. This decision involved using mechanical joint sleeves for the belt's radial cut-off wall reinforcements; variations were also introduced in the initial design's construction details, which not only managed to make their construction viable, but also facilitated their control, and allowed for greater versatility during fitting. With this in mind, execution and fitting drawings were made for the M2 and 29th floors' reinforcement that contained, amongst other indications, the exact location of the overlaps which was necessary in view of the density of the active and passive reinforcement linked to that corresponding to the radial and perimeter cut-off walls. Detailed marking out drawings were also prepared in the same way for the sleeves that were left housed in the central core's walls, as well as their specifications referring to the type of join to be made, whether standard or special, the securing of which was assured by a central reverse thread piece.

The stiffness belt's execution phases were performed according to the series of PM2 slab floor - central core - radial and perimeter cut-off wall reinforcing - XY pillars - phase 1 north cut-off walls concreting - phase 1 south cut-off walls and phase 2 north concreting - phase 2

chada sin que los movimientos derivados del tesado le afectaran en modo alguno.

9. CINTURÓN DE RIGIDEZ

La ejecución de este importante componente de la estructura se basó en la determinación de no desmontar el encofrado autotrepante del núcleo central y en la posibilidad de zonificar y hacer un ciclo específico de las plantas implicadas que optimizara el proceso constructivo del cinturón. Esta decisión implicó la implementación de mangui- tos de empalme mecánico para las ar- maduras de las pantallas radiales del cinturón; además, se introdujeron va- riaciones en los detalles constructivos del proyecto inicial, que no sólo consi- guieron hacer viable su construcción, sino que también facilitaron su control y permitieron mayor versatilidad du- rante el montaje. Con dicho fin, se rea- lizaron planos de elaboración y monta- je de la armadura de las plantas M2 y 29 que contenían, entre otras indica- ciones, la ubicación exacta de los solapes, lo que resultaba necesario dada la alta densidad de armadura pasiva y activa ligada a la que correspondía a las pan- tallas radiales y perimetrales. Del mis- mo modo, se prepararon planos detallados de replanteo de los mangui- tos que se dejaron alojados en los muros del núcleo central, así como las especifi- caciones de los mismos, referentes al tipo de empalme a efectuar, fuese del tipo estándar o especial, cuya fijación era asegurada por una pieza central de ros- cas invertidas.

Las fases de ejecución del cinturón de rigidez se desarrollaron básicamente se- gún la serie *forjado PM2 - núcleo cen- tral - ferrallado de pantallas radiales y perimetrales - pilares XY - hormigona- do fase 1 pantallas norte - hormigonado fase 1 pantallas sur y fase 2 norte - hor- migonado fase 2 pantallas sur - hormi- gonado pantallas radiales interiores fa- ses 1 y 2 - forjado P29*.

10. CICLO CONSTRUCTIVO

En términos generales, el objetivo que pretende todo ciclo de producción es el de obtener la mayor reducción del plazo, manteniendo un alto estándar de

calidad al menor coste posible. Dicha consideración gobernó el diseño de los varios ciclos establecidos durante la ejecución de la Torre.

En el caso de Torre Espacio, el ciclo 1 comenzó a establecerse desde la ejecución de la 2^a tongada de la losa de cimentación, y como en todos los demás, su frente avanzaba por el núcleo central, donde se concentraba la mayor cantidad de trabajo; éste hizo parte de la *zona central* del ciclo, que además tenía 2 *subzonas* que incluían los núcleos laterales de menor entidad. Cuando la *zona central* se desarrollaba en la planta $n+1$, en la planta n se venía hormigonando desde la *subzona* norte 1 y ferrallando la *zona sur* en sentido antihorario. Este ciclo que inicialmente producía 1500 m² de planta cada 9 días laborables, se desarrolló al principio con encofrados *trepantes* conformados por consolas estándar hasta la entreplanta E3 en el núcleo central y la planta 1 en los laterales, niveles en los que comenzaron a funcionar respectivamente los encofrados *autotrepantes*, lo que además de otros aspectos, influyó en que el plazo de ejecución de las primeras plantas sobre rasante se redujera a 7 días laborables.

Los ciclos posteriores, a partir del segundo, establecieron un ritmo de producción que comenzó con una duración de 7 días y llegó a ser de 4,5 días (ciclo 3) para 1200 m² de planta ejecutada. Éstos se desarrollaron avanzando por el núcleo central a la planta $n+1$ con una franja de forjado NW-SE, que mientras progresaba hasta el hormigonado (fase indicada en la figura 7), concentraba las labores de ferrallado en la *zona norte* y de encofrado en la *zona sur*, al día siguiente del hormigonado de esta zona en la planta n .

11. GRÚAS

El inicio de la obra requirió la implementación de 4 *grúas móviles* que se emplearon originalmente para el montaje de la armadura de la losa de cimentación. Más tarde se usaron de manera continuada en menor número, para el movimiento y colocación de acero y encofrados en las plantas de sótanos, mientras avanzaba la instalación de las 2 grúas fijas con las que se desarrollaría la construcción de la Torre.

Durante la ejecución de la segunda tongada de la losa de cimentación, se colocaron los anclajes de fuste de las 2 *grúas torre*; estas grúas se instalaron con la misión esencial de elevar y trasladar acero y encofrados a las plantas de trabajo, así como los diversos materiales y medios auxiliares asociados a la ejecución de la estructura que no podían elevarse en los montacargas. Durante el hormigonado de los elementos con HA-80 hasta el nivel de la planta 1, se emplearon para transportar cubilotes hasta los lugares de vertido, y excepcionalmente, se utilizaron con el mismo fin en circunstancias especiales del desarrollo posterior de la obra.

Las grúas se ubicaron en las esquinas NE y SW, muy cercanas a las escaleras de evacuación, separadas 3,5 m, (eje fuste) de cada fachada. Se dispusieron en configuración de 50 m de pluma, lo que permitía una carga en punta de 54 kN y carga máxima de 120 kN hasta los 25 m, con velocidades de elevación que oscilaban entre 30 y 140 m/min. En cuanto la altura de las grúas superó los 150m. de altura, su capacidad de carga se redujo en 12 kN, debido al mayor peso de los cables instalados, necesarios para alcanzar los 257 m. (altura máxima bajo gancho).

La implantación inicial de las grúas se realizó sin arriostramientos con una altura bajo gancho de 60 m; posteriormente, conforme fue avanzando la obra, las grúas fueron incrementando su altura de manera autónoma, en tre-

south cut-off walls concreting - phases 1 and 2 radial and interior cut-off walls concreting - P29 slab floor.

10. CONSTRUCTION CYCLE

In general terms, the aim pursued by any production cycle is to obtain the greatest reduction in time whilst maintaining a high standard of quality at the least possible cost. This consideration ruled over the design of the several cycles established during the Tower's execution.

In the case of Torre Espacio, cycle 1 commenced from the execution of the 2nd foundation slab layer, and, as in all the rest, its face advanced through the central core, where the greatest amount of work was concentrated; this made part of the cycle's central area, which also had 2 sub areas that included the smaller side cores. When the central area was developed on the $n+1$ floor, concreting was being carried out on the n th floor from the 1st north sub area and reinforcing the south area in an anti-clockwise direction. This cycle, which initially produced 1500 m² of storey every 9 working days, was carried out at the beginning with climbing formwork using standard console brackets up to mezzanine E3 in the central core and the 1st floor in the side cores, on which levels the self-climbing formwork respectively commenced to work. Apart from other aspects, this influenced the

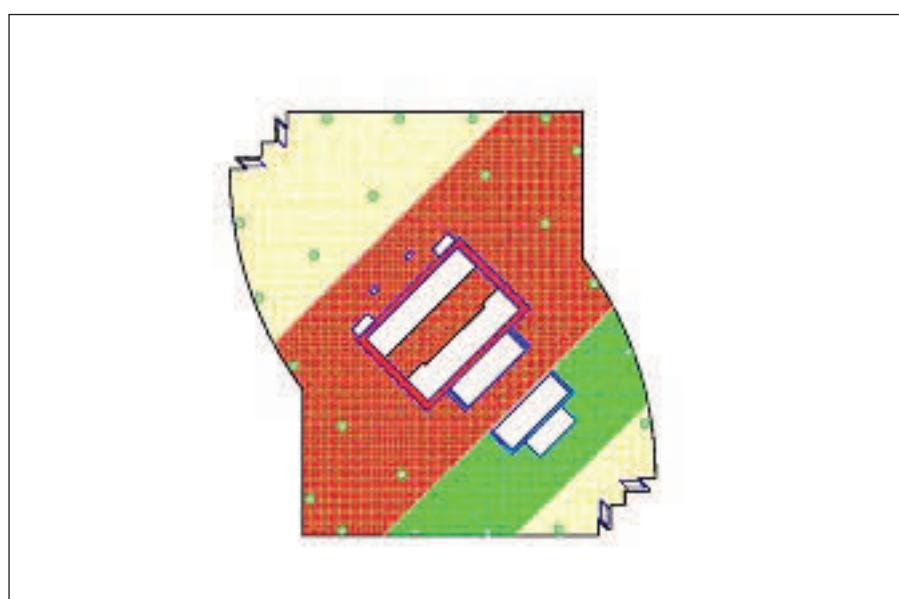


Figura 7. Fase hormigonado zona central, ciclo 2 Torre Espacio.
Figure 7. Central area's concreting phase, cycle 2 Torre Espacio.

execution term for the first few floors above ground level being reduced to 7 working days.

The subsequent cycles as from the second set a production rate that commenced with a 7 day duration and came to be 4.5 days (cycle 3) for 1200 m² of storey executed. The latter were carried out advancing through the central core to the n+1 floor with a NW-SE strip of slab floor which, whilst progressing up to concreting (phase shown in figure 7), concentrated the reinforcing work in the north area and formworking in the south area, the day following the concreting of this area on the nth floor

11. CRANES

The commencement of the work called for 4 mobile cranes which were originally used for fitting the foundation slab's reinforcement. Less were later used continuously for moving and placing steel and formwork in the basement storeys, whilst the installation of 2 fixed cranes with which the Tower would be built progressed.

The shank anchorages of the 2 tower cranes were fitted during the execution of the 2nd layer of the foundation slab's second layer; these cranes were set up with the essential purpose of lifting and transferring steel and formwork to the floors where work was progressing, as well as the various materials and auxiliary equipment associated to the structure's execution that could not be taken up in goods lifts. They were used to carry buckets during the concreting of elements with HA-80 up to the 1st floor level to the pouring sites and, as an exception, were used with the same purpose under special circumstances in the later performance of the work.

The cranes were sited at the NE and SW corners, very close to the emergency staircases, 3.5 m, (shank centre line) from each façade. They were arranged in a configuration of 50 m of jib, which allowed for a tip load of 54 kN and maximum load of 120 kN up to 25 m, with lifting rates ranging between 30 and 140 m/min. As soon as the height of the

Torre Espacio. Aspectos constructivos de ejecución de la estructura
Torre Espacio. Construction aspects in building the structure

cranes exceeded 150m, their load capacity was reduced by 12 kN, due to the greater weight of the cables which were required to reach 257 m (maximum under hook height).

The cranes were initially set up with no stays and a height under hook of 60 m; as work progressed, they then increased their height on their own, in lifts which were always programmed at the weekend, with the aim of not affecting the work during the working days which most affected the cycle.

The cranes were stayed directly to the edge of the slab floor slabs beginning with the first placed 45 m away and then every 6 or 7 storeys (24 - 28 m). The anchorages were formed by means of telescopic diagonals made with tubular sections joined to the plates with high strength bolts and the anchorage plates were secured to the slab floors with confined threaded bars embedded in the slabs' concrete.

12. CONTROL

Many trial and control tests were carried out during the Tower structure's execution. Amongst others, slab-ground friction tests were performed, the concrete's temperature evolution was monitored, tensile stressing deformations were measured, a topographical erection control was made and load bearing beams were time monitored before and after tensile stressing phases, differential shortening between pillars and cores, time evolution of sags in slab floors, specific ripping out tests were carried out for bars anchored with grout and resin, tests on sleeves for mechanical joints, etc.

REFERENCES

[1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. Building structure", Hormigón y acero, nº 249, July-September, 2008.

[2] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., "La estructura del edificio Torre Espacio en Madrid", Hormigón y acero, nº 249, July-September, 2008.

padas que se programaron siempre los fines de semana, con el objeto de no afectar al desarrollo de la obra durante los días laborables que más incidían en el ciclo.

Los arriostramientos de las grúas se efectuaron directamente al canto de las losas de forjado, comenzando con el primero, que se colocó a 45 m, y luego cada 6 o 7 plantas (24 - 28 m). Los anclajes se conformaron mediante diagonales telescópicas hechas con perfiles tubulares, unidos a las placas con bulones de alta resistencia, y las placas de anclaje se fijaron a los forjados con barras roscadas confinadas, embebidas en el hormigón de las losas.

12. CONTROL

Durante la ejecución de la estructura de la Torre, se efectuaron múltiples ensayos de prueba y control. Entre otros, se realizaron para la losa de cimentación pruebas de rozamiento *losa-terreno*, se controló la evolución de la temperatura del hormigón y se midieron las deformaciones por tesado, se hizo un control topográfico de montaje y seguimiento en el tiempo de las vigas cargadero, antes y después de las fases de tesado; se controlaron topográficamente los asentamientos de la Torre, acortamientos diferenciales entre pilares y núcleos, evolución en el tiempo de las flechas en los forjados, se efectuaron ensayos específicos de arrancamiento para barras ancladas con grout y resina, pruebas sobre manguitos para empalmes mecánicos, etc.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. La estructura del edificio", Hormigón y acero, nº 249, Julio-Septiembre 2008.

[2] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., "La estructura del edificio Torre Espacio en Madrid", Hormigón y acero, nº 249, Julio-Septiembre 2008.

III CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

LAS ESTRUCTURAS DEL SIGLO XXI
Sostenibilidad, innovación y retos del futuro



Realizaciones



ESTRUCTURA DEL EDIFICIO DE GRAN ALTURA TORRE ESPACIO EN LA CASTELLANA DE MADRID

Miguel **GÓMEZ NAVARRO**¹, Julio **MARTÍNEZ CALZÓN**²

¹ Dr. Ingeniero de Caminos, MC-2 Estudio de ingeniería

² Dr. Ingeniero de Caminos, MC-2 Estudio de ingeniería

RESUMEN

El edificio Torre Espacio forma parte del conjunto de cuatro edificios de altura que se están construyendo en los terrenos de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid en el Paseo de la Castellana de Madrid. Con alturas comprendidas entre 220 y 250 m, estos edificios serán lo más altos de España. El artículo presenta los aspectos fundamentales del proyecto de la estructura, dejando para otra ponencia los aspectos más específicos de la ejecución de la misma. La estructura, tanto horizontal como vertical, se ha diseñado fundamentalmente en hormigón armado, incluyendo elementos de alta resistencia y pretensados. En el proyecto ha sido necesario prestar una especial atención a la interacción hiperestática de los diferentes sistemas estructurales, a la sistematización de las soluciones, a la facilidad de los procesos constructivos y la deformabilidad frente a las solicitudes de viento.

PALABRAS CLAVE

Rascacielos, edificios de altura, cimentación pretensada, hormigón bombeado, losas macizas.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

El presente artículo se refiere al proyecto de la estructura resistente del Edificio Torre Espacio, consistente en una gran torre de 45 plantas sobre rasante, a construir en Madrid en la prolongación de la Avenida de la Castellana siguiendo el Proyecto de Arquitectura desarrollado por el equipo PEI, COBB, FREED & PARTNERS de Nueva York y promocionado por la Empresa Inmobiliaria Torre Espacio del Grupo Inmobiliaria Espacio (Grupo Villar Mir).

Dicho Proyecto de Arquitectura, ganador de un concurso internacional convocado por el grupo promotor, definió inicialmente una solución formal y arquitectónica relativamente precisa, e incluía una disposición estructural suficientemente clara para poder establecer, con cierto ajuste, los criterios de interacción funcionales y resistentes que permitieran iniciar un planteamiento estructural más riguroso, que no se enfrentara a las propuestas arquitectónicas y funcionales del edificio.

Por otra parte, la empresa propietaria y promotora del edificio, que cuenta entre sus miembros con empresas de construcción y auxiliares capaces de llevar a cabo la ejecución de la estructura y de otras partes de la Torre (OHL), estableció unos condicionantes de partida que, sin ser absolutos, determinan una serie de decisiones influyentes en el desarrollo del proyecto estructural y de su proceso constructivo. Básicamente, estos condicionantes eran los siguientes:

- Utilización como material estructural base el hormigón armado en sus diferentes opciones: de alta resistencia o normal, según las necesidades de cada elemento del conjunto.
- Un proceso constructivo de la máxima eficacia y rapidez, con preferencia a sistemas más lentos y tradicionales de la edificación normal.

Junto a estos condicionantes el proyecto consideró también ciertos aspectos de índole variada relativos a categorías accidentales muy diversas:

- Lugar y situación de la obra en un enclave urbano de gran incidencia y notoriedad;
- Cualidad e imagen del edificio en relación a la ciudad y el prestigio de sus promotores;
- Relaciones complejas con el entorno, en cuanto a conexiones y procesos de su realización en el ámbito urbanístico y en la propia vinculación de la Torre con el complejo de aparcamientos al que se anexa y liga;

Y también a categorías de carácter relativamente obligado como pueden ser:

- Limitaciones deformativo-resistentes, normativamente no muy precisas para los edificios de altura, pero sí relativamente vinculadas a una literatura técnica especializada que señala circunstancias adecuadas a considerar;
- Circunstancias relativas a la interacción con la funcionalidad del edificio (instalaciones y acabados, especialmente en sus aspectos de fachadas y pavimentos) así como la interacción con el terreno y las condiciones de cimentación.

Los datos fundamentales que resumen la geometría del edificio son los siguientes:

- 219,15 m de altura sobre rasante (56 plantas de altura tipo 4m)
- 18,40 m bajo rasante (6 sótanos)
- 75250 m² sobre rasante
- 45000 m² bajo rasante
- Parcela: 75x100 m

La geometría del mismo es fuertemente variable, partiendo de una forma cuadrada en la base que se convierte gradualmente en la planta en forma de almendra de la planta superior (Figura 1). Esta variación se lleva a cabo gradualmente dando lugar a dos fachadas curvas con sus correspondientes soportes y otras dos rectas. En ambos casos los soportes van desapareciendo al subir en altura, manteniéndose únicamente los soportes de la almendra central en la zona alta del edificio.

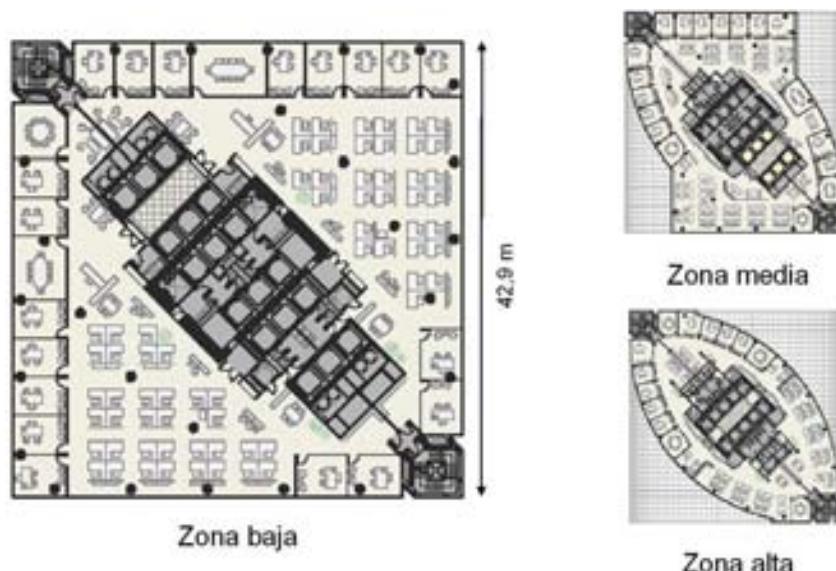


Figura 1. Variación de la geometría de los forjados en las diferentes zonas de la torre

2. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Tal y como hemos indicado, la estructura se ha proyectado con el criterio combinado de la máxima sencillez constructiva y el empleo intensivo de

hormigón armado. Los sistemas estructurales fundamentales utilizados en el proyecto son los siguientes:

- Soportes: Hormigón armado de resistencias alta y convencional (H-30 a H-70), combinados con elementos metálicos según zonas
- Núcleos: Pantallas de hormigón armado de resistencias alta y convencional (H-30 a H-70)
- Forjados: Losas macizas de hormigón armado
- Cimentación: Losa maciza de hormigón pretensado
- Otros elementos singulares:
 - Vigas cargadero en celosía mixta pretensada
 - Cinturón de rigidez: entramado espacial de losas y pantallas de hormigón pretensado

3. ESTRUCTURA RESISTENTE DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES

La resistencia y deformabilidad apropiadas frente a acciones horizontales queda asegurada por un conjunto de elementos estructurales convenientemente conectados:

- El núcleo central y los núcleos laterales
- El cinturón de rigidez
- Los pilares conectados al núcleo a través de los forjados rígidos

El núcleo central recorre el edificio en toda su altura y es el principal contribuyente a la estabilidad horizontal del conjunto. Por él discurren los sistemas de comunicación vertical y las instalaciones del edificio y su forma rectangular le confiere una rigidez considerable. Este elemento crucial se materializa mediante una estructura de pantallas de hormigón armado de espesores variables entre 0.40 y 1.50 m perforadas para permitir el paso de personas e instalaciones.

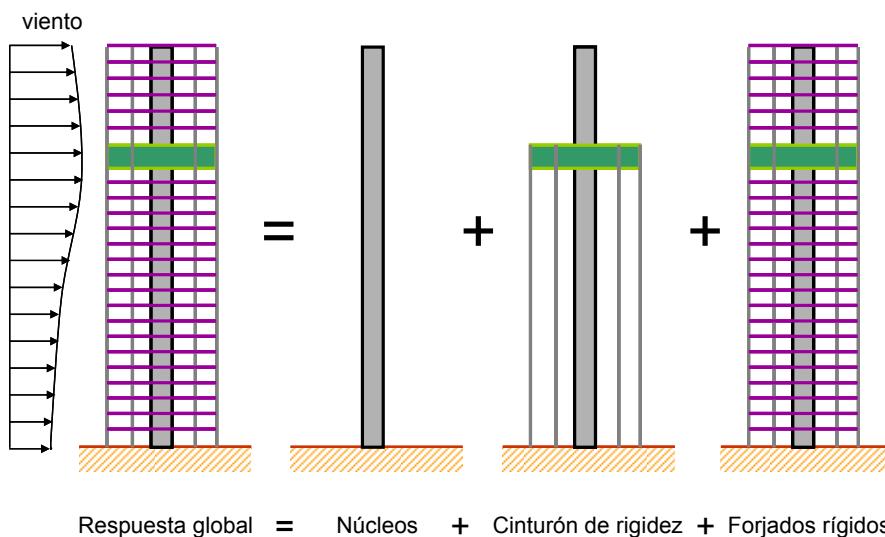


Figura 2. Combinación de elementos estructurales frente a las solicitudes horizontales

Tanto el núcleo central como los laterales se han proyectado en hormigón H-70 para poder hacer frente a los elevados esfuerzos de flexocompresión a los que se enfrentan.

Como muestra la Figura 2, la elevada rigidez de los forjados de la torre permite poner en juego la contribución de los soportes del edificio en el mecanismo frente a acciones horizontales. Los pilares radiales, más rígidos y próximos al núcleo, disminuyen considerablemente la flexibilidad horizontal de la torre. La contribución del resto de los pilares, aunque es significativa, se ve afectada por sus menores dimensiones y la interrupción y la falta de conexión de algunos de ellos con el núcleo central en la parte baja del edificio.

Completa el mecanismo de resistencia frente a acciones horizontales el cinturón de rigidez que está situado a dos tercios de altura del edificio. El sistema estructural propuesto para este elemento está muy afectado por la complejidad funcional de la zona del edificio en la que se ubica, plagada de equipos de instalaciones y sus correspondientes conductos de conexión.

El cinturón de rigidez conecta cinco pilares de cada fachada con el núcleo central para asegurar el trabajo solidario de estos elementos. Para asegurar esta conexión se ha creado un sistema de vigas cuyas cabezas son los forjados de las plantas M2 y 29, y cuyas almas son los siguientes grupos de pantallas (ver Figura 3):

- dos pantallas perimetrales para las vigas que unen los cinco pilares de cada fachada entre sí
- dos series de cuatro pantallas que unen cada una de estas vigas con el núcleo central; estas pantallas son paralelas a los lados largos del núcleo y dos de ellas están en prolongación de estos.

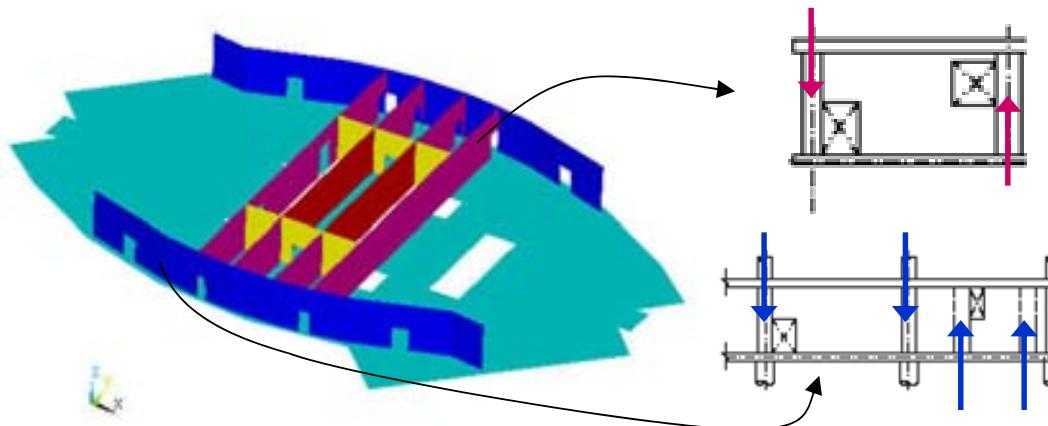


Figura 3. Pantallas radiales y perimetrales del cinturón de rigidez

Las pantallas perimetrales tienen espesor de 600 mm y las radiales de 800 mm. Tanto pantallas como forjados se realizan en hormigón HA-70 para resistir las elevadas compresiones que aparecen. El espesor de los forjados se aumenta respecto al de los forjados tipo hasta alcanzar los 380 mm para, por un lado, aumentar su resistencia a compresión, y por otro, facilitar la colocación de las diferentes capas de potentes armaduras y cables de pretensado necesarias.

Las tracciones que aparecen en las cabezas superiores sitas en el forjado de la planta 29 tanto de las vigas perimetrales como de las radiales hacen indispensable la inclusión de cables de pretensado. Formados por cables de 12 cordones de 0,6", este pretensado presenta trazados sinuosos para adaptarse a la compleja disposición de huecos y soportes que se interponen en su camino (Figura 4).

4. ESTRUCTURA RESISTENTE DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES VERTICALES

El sistema escogido para los forjados es el de losas macizas de hormigón armado. Ello se debe a varias razones:

- Su idoneidad para crujías no moderadas (entre 7 y 12m) y con geometrías complejas en planta (ver Figura 1).
- La facilidad de su construcción en altura mediante el bombeo de hormigón y el empleo de mesas de encofrado.

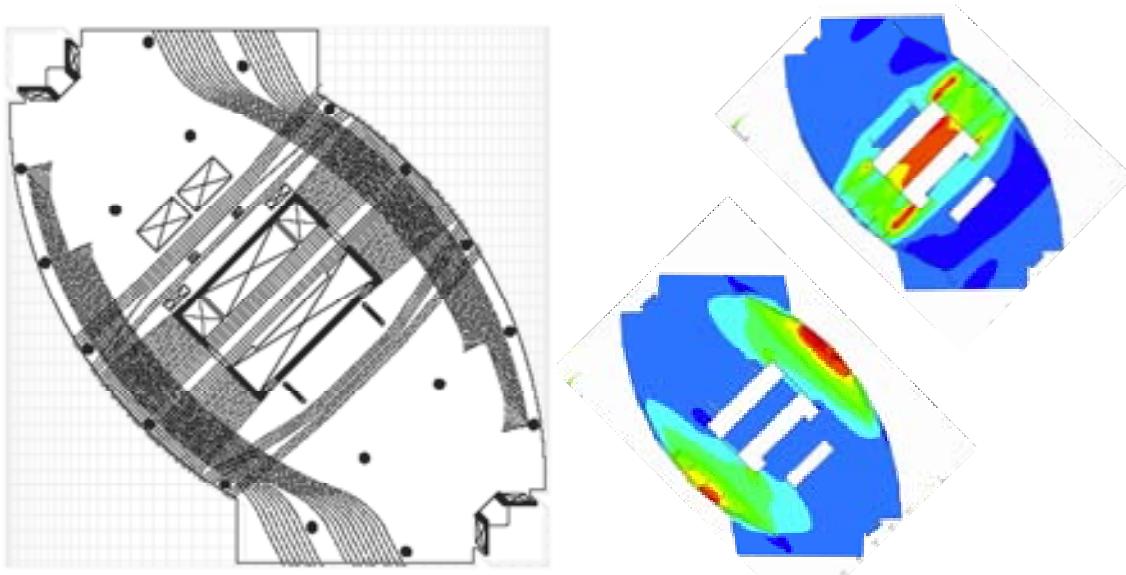


Figura 4. Disposición de cables de pretensado en el forjado superior del cinturón de rigidez (izda.); esfuerzos de tracción en las direcciones principales (dcha.)

En aras a sistematizar la construcción se han limitado los valores del canto del forjado a dos: 0.28 m para las plantas normales y 0.35 m para aquellas con cargas y geometrías excepcionales.

Para poder sistematizar el dimensionamiento de los forjados teniendo en cuenta que todos ellos son diferentes, se utilizó un sistema de armado semi-automático desarrollado por MC-2. Este sistema, apoyándose en un programa de elementos finitos comercial, permite obtener de un modo automático, mapas de armado en función de los refuerzos definidos por el usuario y que tienen en cuneta la composición de esfuerzos de flexión y torsión (Figura 5). De este modo se simplifican altamente las tareas de desarrollo de planos y se aligeran los procesos de revisión y adaptación frente a modificaciones de geometría. Este sistema permite también tener en cuenta, entre otros aspectos, la presencia de vigas y huecos de cualquier tipo, el trabajo en su plano y los efectos del pretensado.

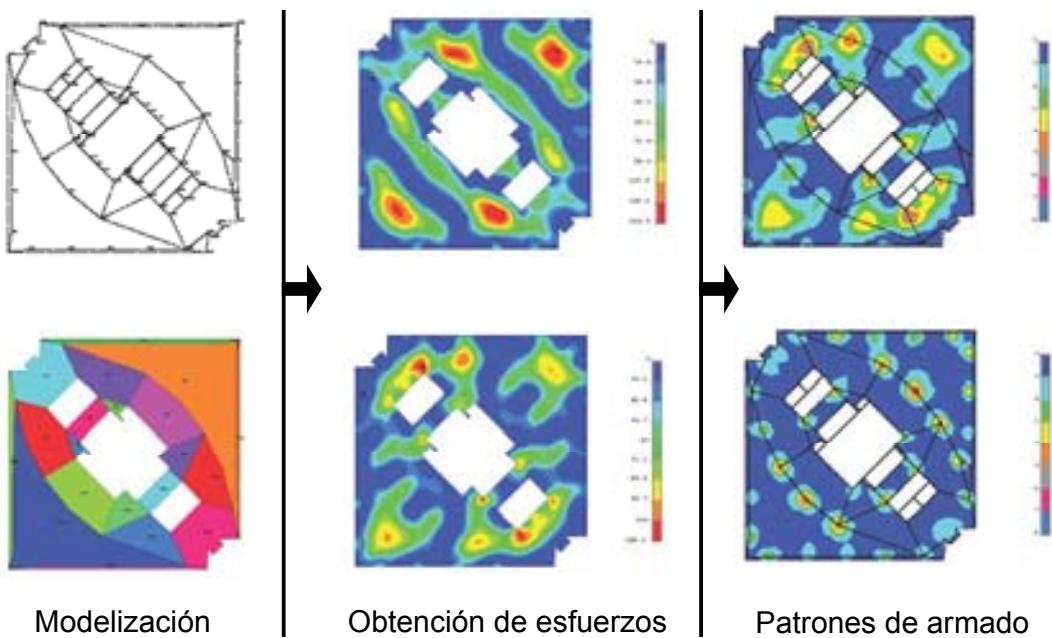


Figura 5. Esquema de uso del procedimiento semi-automático de dimensionamiento de forjados

El conjunto de pilares radiales situados entre el núcleo y los pilares de fachada recibe la mayor parte de las acciones verticales del edificio. El uso de HA-70 en estos soportes se ha limitado a la parte baja del edificio, utilizándose en la zona central HA-40 y HA-30 en la zona alta del edificio (Figura 6).

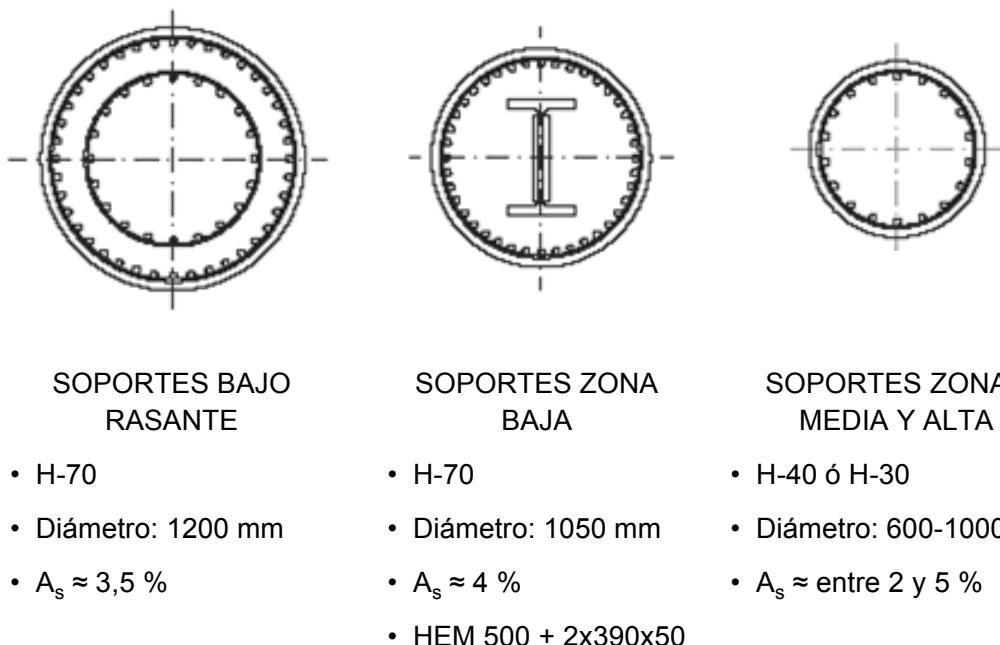


Figura 6. Características fundamentales de los soportes según zonas del edificio

Para poder adaptarse a las estrictas limitaciones impuestas por la arquitectura en la zona de accesos a la torre, fue preciso completar el uso de HA-70 con otros mecanismos:

- Cuantías elevadas de armadura que incluyen barras de diámetro 32 mm en doble corona
- Perfiles metálicos embebidos reforzados, en ocasiones, con chapas

Entre las plantas baja y M1, los pilares de las fachadas sur y oeste se interrumpen para mejorar el acceso al edificio y su aspecto exterior. Para apoyar estos pilares es preciso disponer dos vigas cargadero de 8 m de canto comprendidas entre el forjado de la planta M1 y el de la planta 1. Estas vigas son celosías metálicas solidarias a los forjados de hormigón indicados y tienen, además, pretensado en algunas de sus diagonales (Figura 7). Este pretensado, además de contribuir a la resistencia de las celosías, contribuye significativamente a reducir su deformabilidad, que es el criterio más limitativo de su dimensionamiento. El pretensado se aplica por fases durante la construcción, para asegurar que en ningún caso se superan los límites de flechas admisibles por los paneles del muro cortina.

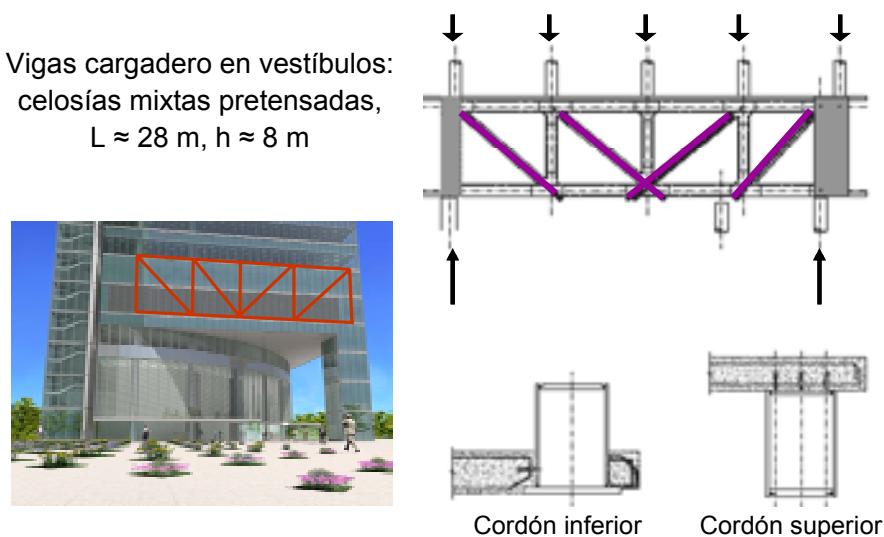


Figura 7. Vigas cargadero en los accesos del edificio

La desigual distribución de tensiones permanentes entre núcleos y pilares, así como las diferencias relativas de rigideces entre pilares continuos y los que apean en las vigas cargadero, da lugar a descensos diferenciales de los

diferentes puntos de los forjados que se deben mantener por debajo de valores que no afecten a la funcionalidad del edificio ni reduzcan la capacidad resistente de los forjados. Se ha llevado a cabo un estudio evolutivo detallado que recoge la secuencia de construcción de la estructura y que permite evaluar las flechas diferenciales que aparecen entre el núcleo central y las diferentes familias de pilares. El análisis de la evolución de estas deformaciones a lo largo del tiempo ha permitido definir las contraflechas de ejecución con las que es preciso ejecutar los forjados (Figura 8).

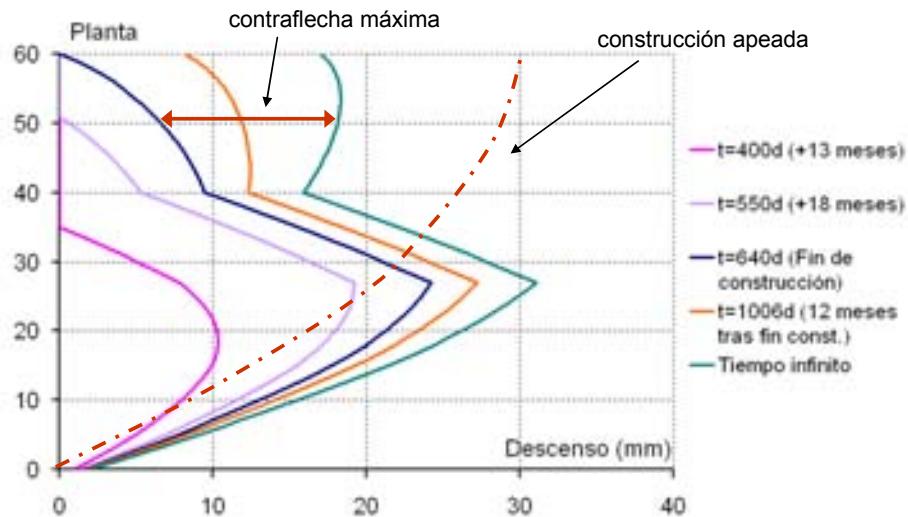


Figura 8. Variación a lo largo del tiempo y de la altura de la torre de las flechas diferenciales entre el núcleo central y los soportes radiales

5. CIMENTACIÓN

La cimentación de la torre se resuelve mediante una gran losa de 4 m de canto cuyas dimensiones en planta son ligeramente mayores que la huella de la torre para no superar la tensión media admisible definida por el estudio geotécnico (7 kg/cm^2). Como las cargas actúan en la losa de modo muy concentrado en las bases de los núcleos y algunos pilares radiales, es preciso asegurar que se produce una transferencia que uniformice las presiones actuantes en el terreno. Para ello, la losa está fuertemente armada mediante una combinación de armadura convencional y pretensado que resiste las flexiones en ambas direcciones. Además ha sido preciso disponer armadura de cortante formada por grupos de barras verticales situados en una retícula de $1,5 \times 1,5 \text{ m}$ convenientemente ancladas en las parrillas de armadura superiores e inferiores.

6. CONCLUSIONES

- Existe una fuerte hiperestaticidad en el reparto de cargas verticales: núcleos, soportes, cinturón, vigas cargadero
- La rigidez de los forjados de hormigón permite incorporar a los soportes en el mecanismo de resistencia frente a acciones horizontales
- Es preciso analizar con detalle el comportamiento diferido diferencial entre elementos portantes verticales (soportes y núcleos)
- La interrelación acusada que se da entre la arquitectura, la estructura y las instalaciones otorga a la gestión de proyecto un papel crucial
- Es indispensable analizar en detalle los procesos constructivos y los medios auxiliares previstos por la constructora
- Las herramientas de cálculo deben ser potentes para enfrentarse al complejo comportamiento de una estructura de esta envergadura y flexibles para adaptarse a la variabilidad de la misma a lo largo del desarrollo de los proyectos de arquitectura e instalaciones

7. INTERVINIENTES EN EL PROYECTO

- Dirección: Torre Espacio, S.A. (Jaime Teulón Lara)
- Arquitectura: Pei, Cobb, Freed & Partners, Nueva York (José Bruguera)
- Ingeniería de viento: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada (Prof. Nick Isyumov)
- *Peer Review:* Leslie E. Robertson Associates, Nueva York

El proyecto de estructura fue desarrollado por MC-2 Estudio de Ingeniería que tiene a su cargo también la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra. El equipo de proyecto estuvo formado, bajo la dirección de los autores del artículo, por los siguientes Ingenieros de Caminos: Belén Ballesteros Molpeceres, Carlos Castaño Jiménez, María Corral Escribano, Miguel Fernández Ruiz, Ginés Ladrón de Guevara, Álvaro Serrano Corral, Tomás Ripa Alonso y Arturo Castellano Ortúñoz.

III CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

LAS ESTRUCTURAS DEL SIGLO XXI
Sostenibilidad, innovación y retos del futuro



Realizaciones



ESTRUCTURA DEL EDIFICIO TORRE ESPACIO

EJECUCIÓN DEL PROYECTO CONSTRUCTIVO

Julio **MARTÍNEZ CALZÓN**¹, Miguel **GÓMEZ NAVARRO**²
Belén BALLESTEROS MOLPECERES³

¹ Prof. Dr. Ingeniero de Caminos. MC2 Estudio de Ingeniería

² Dr. Ingeniero de Caminos. MC2 Estudio de Ingeniería

³ Ingeniero de Caminos. MC2 Estudio de Ingeniería

RESUMEN

El edificio Torre Espacio forma parte del conjunto de cuatro edificios de altura que se están construyendo en los terrenos de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid en el Paseo de la Castellana de Madrid. Con alturas comprendidas entre 220 y 250 m, estos edificios serán lo más altos de España. El artículo presenta los aspectos fundamentales de la ejecución de la estructura, dejando para otra ponencia los aspectos más específicos del proyecto de la misma. Siguiendo la evolución de la obra, se van a analizar los aspectos constructivos de interés.

PALABRAS CLAVE

Hormigón de Alta Resistencia, construcción, cimentación, pretensado, instrumentación.

1. INTRODUCCIÓN

Para favorecer la ejecución de la obra y la calidad final de la misma es aconsejable realizar un análisis previo de los procesos constructivos elementales, los que, sin duda, conduce a la utilización intensa de sistemas constructivos industrializados basados en la prefabricación de la armadura, en la optimización de las tareas básicas de la ejecución y el diseño de detalles constructivos, consiguiendo así una importante mejora en los plazos y optimización de recursos empleados.

Por otra parte, es necesario amoldarse a los medios reales disponibles, tanto materiales como humanos, que intervienen en la ejecución de una obra. En particular, en el Edificio Torre Espacio se emplea Hormigón de Alta Resistencia (HAR), y ha sido necesario combinar adecuadamente todos los factores implicados para llegar al diseño final del mismo. Fundamentalmente ha sido necesario interrelacionar entre si, la caracterización de los materiales disponibles en la central de hormigón, los medios de los que dispone la misma para la fabricación, y las condiciones de transporte a obra.

Por último, es necesario un estudio profundo del proyecto para conseguir una obra de calidad adecuada. Solo con el conocimiento de cuáles son los

elementos estructurales fundamentales y las interacciones entre ellos, se puede realizar una ejecución adecuada y un control eficaz de la misma. Por otro lado, para que una campaña de mediciones en obra sea efectiva, se debe conocer con claridad qué datos se pretenden conseguir con ella, y qué factores pueden distorsionar e invalidar los métodos utilizados. El análisis y comparación de la información, extraída de los controles realizados, con las hipótesis consideradas en el proyecto, determinan las pautas de actuación.

2. LOSA DE CIMENTACIÓN

2.1 Prefabricación de la armadura

La cimentación del Edificio Torre Espacio consiste en una gran losa de cimentación, de dimensiones 52x43m y 4m de canto, y hormigonada en dos tongadas de 2m cada una. La losa está pretensada en dos direcciones ortogonales.

En la línea de optimización indicada en la introducción, dadas las importantes dimensiones del elemento estructural y la gran concentración de armado en algunas zonas, la prefabricación de la armadura permitió afinar la ejecución de los detalles y problemas ya previstos en el proyecto (figura 1.a), minimizando las incidencias del montaje. En la prefabricación de la armadura en el parque de armado previo al montaje real (figura 1.b), se demostró la relevancia de determinados aspectos y se optimizó el montaje :

- Radios de doblado adecuados que evitan incidencias en el montaje.
- Tamaño real de las barras incluida la corrugada
- Separadores capaces de soportar el peso de gran cantidad de armadura.
- Utilización de la armadura estructural también como armadura de montaje.



Figura 1.a (izda) Prefabricación de la armadura en el parque de armado previo al montaje; 1.b (dcha) Montaje real de la armadura prefabricada de la primera tongada de la losa de cimentación

Estos aspectos no solo suponen un ahorro en lo que se refiere a los plazos, sino en la facilidad y limpieza de la ejecución. Igualmente se resuelve de una manera muy cómoda el cruce entre la armadura pasiva de cortante y los cables de pretensado (figura 2).



Figura 2. Coexistencia de armadura activa y armadura pasiva en la primera tongada de la losa de cimentación

Un punto conflictivo de la construcción de la losa de cimentación fue la configuración manual, dentro de la primera tongada y muy cerca del muro pantalla que la delimita, del anclaje pasivo de los 40 cables de 37 unidades

de 0.6" cada uno (figura 3). Como alternativa, parece razonable utilizar, en casos de tal densidad de armadura pasiva, anclajes pasivos de tipo compacto, o un anclaje activo utilizado como pasivo, opciones estas que simplifican grandemente la ejecución.



Figura 3. Anclaje pasivo de un cable de pretensado de la losa de cimentación

2.2 Control térmico

Tal y como estaba previsto en el proyecto, desde el comienzo de las labores de hormigonado de la losa de cimentación, se controló la evolución de la temperatura en el espesor de cada una de las dos tongadas a través de termopares.

Los valores obtenidos se contrastaron con los resultados del estudio térmico realizado en el proyecto, observándose que se mantenían en los límites definidos en el mismo, un gradiente máximo de 35 °C, si la distribución de temperaturas es sensiblemente simétrica respecto al plano medio de la tongada, y un gradiente máximo de 60°C cuando la distribución de temperaturas en la sección se asemeja a una forma plana (figura 4.a). De los resultados obtenidos de la lectura de los termopares, (figura 4.b), se constató

que la pérdida de calor a través del terreno fue baja, estando el resto de valores adoptados en el proyecto en valores muy adecuados.

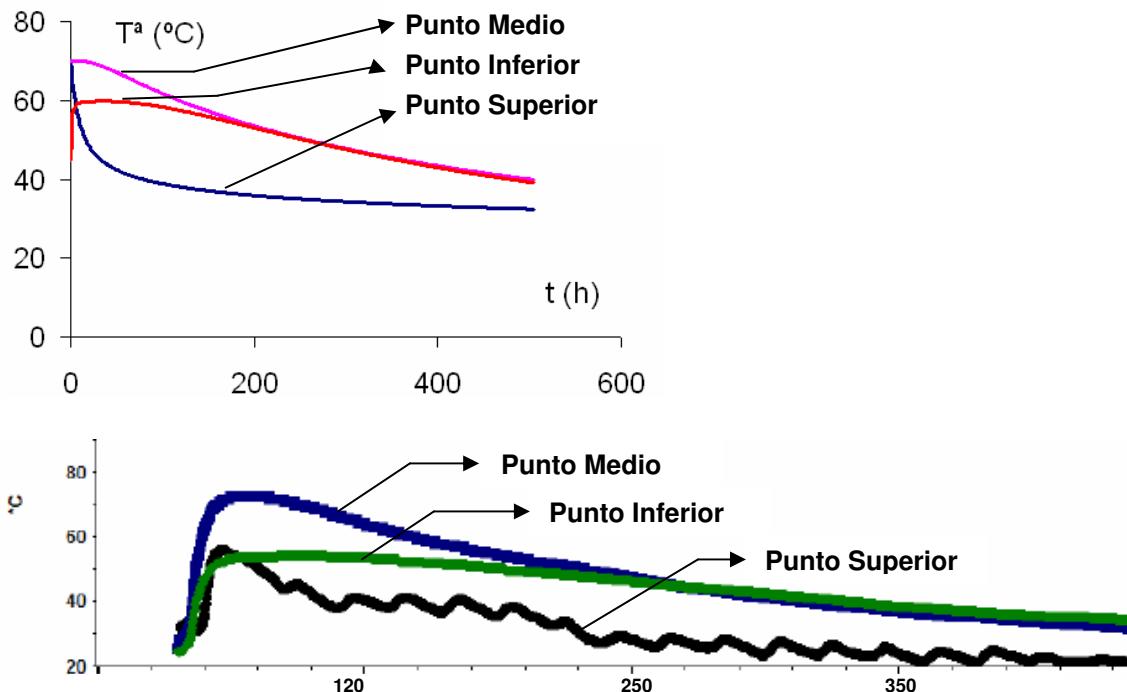


Figura 4.a (sup) Evolución térmica teórica considerada como hipótesis pésima de cada tongada de la losa de cimentación; **4.b (inf)** Evolución térmica real de la primera tongada de la losa de cimentación

2.3 Control de la aplicación del pretensado

La fuerza de tesado real que llega a cada sección de la losa de cimentación, depende fundamentalmente de la fuerza de rozamiento losa-terreno. Si la losa de cimentación no se mueve, la fuerza de pretensado se transmite por completo al terreno. Por ello, en proyecto se exigió que se dispusieran dos láminas de polietileno en el contacto losa-terreno para conseguir un coeficiente de rozamiento menor de 0,5. Para comprobar que se alcanzaba este valor se realizó un ensayo previo a pequeña escala, llevado a cabo antes de iniciar la construcción de la losa de cimentación (figuras 5.a y 5.b). Esta prueba consistió en aplicar una fuerza horizontal a un macizo de hormigón, con condiciones similares de contorno y pesos proporcionales, y controlar la relación fuerza-desplazamiento.



Figura 5.a y 5.b Ensayo a pequeña escala del coeficiente de rozamiento entre la losa de cimentación y el terreno

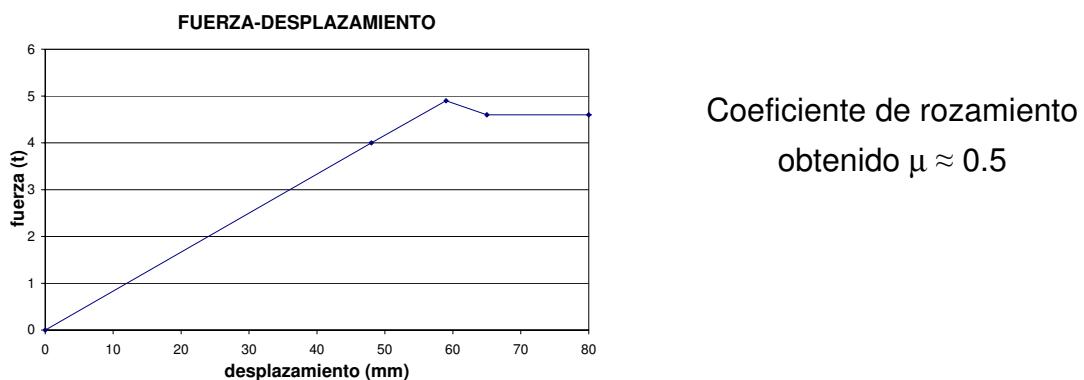


Figura 6 Resultados del ensayo a pequeña escala del coeficiente de rozamiento entre la losa de cimentación y el terreno

La medida de los alargamientos del cable obtenidos durante el proceso de tesado, no sirven para obtener el valor real de dicho coeficiente de rozamiento, ya que solo facilitan información sobre las pérdidas instantáneas por rozamiento y penetración de cuñas. Para determinar la fuerza de pretensado que llega a cada sección, hay que restar además, la fuerza de rozamiento en la interfaz terreno-losa, que tiene un comportamiento elastoplástico, con un valor máximo de la fuerza de rozamiento de μN . Por ello se colocaron bandas extensométricas convenientemente distribuidas en las barras de la armadura base de la losa de cimentación. Sin embargo, del el análisis de los resultados obtenidos en algunas de ellas, se dedujo que los aparatos se habían dañado durante el hormigonado, invalidando los resultados obtenidos.

Alternativamente, una forma orientativa, sencilla pero eficaz de evaluar el valor del coeficiente de rozamiento entre losa de cimentación y el terreno, hubiera sido medir el desplazamiento real de cada uno de los costeros de la losa de cimentación. Este método de control, a diferencia de las bandas extensométricas, no es sensible a las operaciones de hormigonado.

3. HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (HAR)

3.1 Dificultades de fabricación

La presencia de los Hormigones de Alta Resistencia (HAR) en el ámbito de la construcción de edificios, especialmente de gran altura, es habitual y ha tenido una introducción acompañada con el avance de sus posibilidades de utilización sistemática y económica , y con las condiciones de su adecuada puesta en obra. Sin embargo, aún en este entorno favorable, hay que adaptarse a los medios reales disponibles y a las incidencias de fabricación en central y de colocación en obra.

A la hora de evaluar los condicionantes que implica la elección de una central de hormigón para la fabricación de HAR para una obra de estas características, hay que tener en cuenta:

- Tipos de áridos finos y gruesos disponibles
- Condiciones de acopio de los mismos y en particular, de control de su humedad.
- Interferencia con los procesos de fabricación de hormigón convencional en la misma planta
- Experiencias previas con hormigones similares

La fabricación del HAR en el edificio Torre Espacio fue compleja especialmente en las primeras plantas, por la sensibilidad que presentaba frente a factores externos. Estudiando la interacción que se producía entre dosificación, fabricación y transporte a obra, y dentro de los estrictos límites fijados en un detallado y preciso protocolo de fabricación, se consiguió, de forma iterativa,

estabilizar la calidad del HAR puesto en obra, garantizando la resistencia exigida en proyecto.

Una temprana y cuidada caracterización del diseño final del HAR, revela los factores que influyen y pueden desajustar su fabricación, con margen suficiente para corregir los aspectos necesarios antes de iniciar su puesta en obra.

3.2 Ajuste de propiedades

Diseñado el HAR es necesario comprobar que las propiedades de retracción, fluencia y módulo de elasticidad del material son adecuadas y no modifican la respuesta estructural del sistema. La retracción y la fluencia de un HAR es menor que la de un hormigón normal, lo que sumado a que se emplea en elementos de importantes cuantías de acero, reduce el descenso diferido de los elementos verticales de grandes tensiones permanentes (soportes principales). Por otro lado el valor del modulo de elasticidad E condiciona la rigidez de la respuesta estructural frente a cargas horizontales de viento. En los ensayos de módulo de elasticidad secante (figura 7), a los 28 días, se ha obtenido un valor para el hormigón HA-80 empleado en Torre Espacio que oscila alrededor de 35000 MPa, y que concuerda con el valor que se utilizó en el cálculo siguiendo la EHE $E=34700\text{MPa}$. Están en desarrollo los ensayos del módulo de elasticidad tangente con aplicación lenta de la carga.

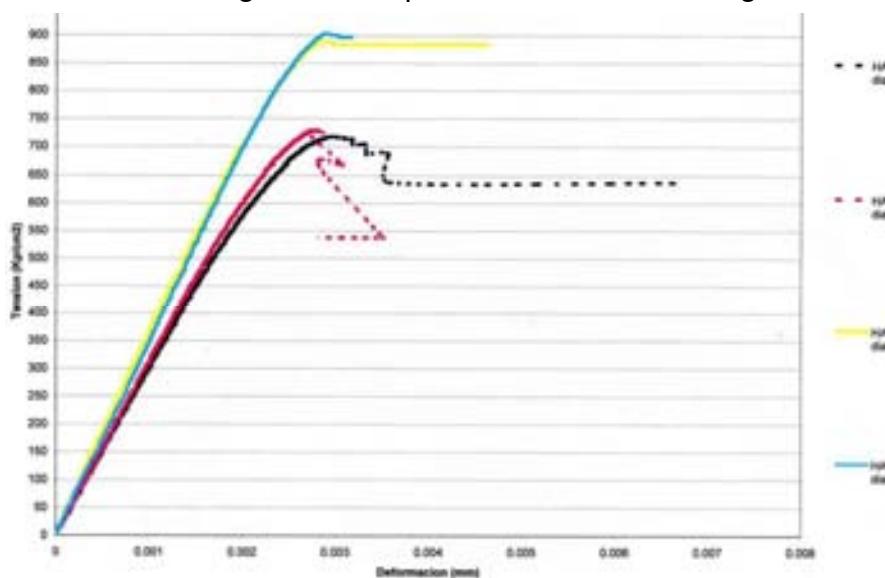


Figura 7 Gráfico tensión-deformación de hormigón HA-80 empleado en Torre Espacio

3.3 Dificultades de ejecución

El HAR empleado en el Edificio Torre Espacio, además de cumplir las características resistentes y las constantes del material anteriormente citadas, debe poseer una adecuada consistencia que permita, por un lado, hormigonar de una sola vez y con garantías soportes mixtos de 16m de altura y con gran cuantía de armadura, revestidos además con camisa de chapa antivandálica, que actúa como encofrado perdido. Además, estos esbeltos soportes muy solicitados, son pilares exentos y ha sido preciso estudiar cuidadosamente sus condiciones de inestabilidad. Por otro lado, se está estudiando la posibilidad de bombear el HAR hasta la cota +140.00, debido a la necesidad de HAR en las pantallas que constituyen el cinturón de rigidez.



Figura 8 Hormigonado de 16m de altura de un soporte con sección $\phi=1\text{m} + 40 \phi 32 + \text{HEM500}$, mediante tubos buzo.

El empleo de HAR en soportes, requiere un tratamiento especial de las zonas de forjado que atraviesan, así como su arranque en cimentación, realizados ambos elementos estructurales con hormigón convencional. En el Edificio Torre Espacio los soportes de HAR son circulares, y es posible evitar la separación en dos fases del hormigonado asociado a estos encuentros, mediante armadura de confinamiento.

En los arranque en la losa de cimentación se sustituyeron las complejas parrillas ortogonales de armadura horizontal bajo los pilares, por armadura circular (figura 9.a), aprovechando así el trabajo transversal de la armadura y evitando las múltiples interferencias que se producían con el armado a cortante de la losa. En la zona de forjado atravesada por el pilar se ha incrementado la resistencia nominal del hormigón HA-30 de la losa, mediante cercos de confinamiento (figura 9.b).



Figura 9.a (izda.) Armadura circular en arranque de pilares circulares realizados con HAR en la losa de cimentación HA-30; 9.b (dcha.) Cercos de confinamiento del hormigón del forjado HA-30 en la zona atravesada por el pilar realizado con HAR

4. ARMADO DE FORJADOS

Dada la sistematicidad de los elementos estructurales que componen cada uno de los forjados de la Torre, tuvo especial interés adaptar algunos de los detalles de proyecto, para favorecer su ejecución y ajustarlos además a la geometría real dada en obra:

- Se optimizó el complejo detalle de anclaje de las dos direcciones de armado de los forjados en el zuncho de borde, que tiene una dirección aproximada de 45º respecto a las direcciones de armado, (figura 10.a)
- En el detalle de encuentro de la armadura del forjado con los pilares, es necesario garantizar que al menos el 50% de las armaduras intersectadas se entrelaza con la del soporte. Las armaduras intersectadas no

pasantes, se sitúan a ambos lados del soporte incrementando la cuantía dispuesta en un 40% respecto a la teórica



Figura 10.a (izda) Anclaje de las dos direcciones de armado del forjado en el zuncho de borde a 45º; 10.b (dcha) Cruce de las dos direcciones de armado del forjado a través del pilar.

4. CONCLUSIONES

La ejecución de un proyecto singular, de las características y envergadura de Torre Espacio, precisa una fuerte interrelación entre proyecto y ejecución:

- Es conveniente indicar con claridad e insistencia cuales son los aspectos estructurales principales, para promover, de esa forma, el análisis previo del proceso de ejecución de dichos detalles, reduciendo así las posibles interferencias e incompatibilidades entre elementos.
- En la medida de lo posible hay que intentar considerar en el proyecto constructivo, los condicionantes propios de la ejecución de la obra y definir a su vez los parámetros especiales que se pretenden controlar en los elementos singulares. No obstante, en la fase de proyecto no es posible conocer todos los condicionantes que posteriormente aparecerán durante la construcción, por lo que resulta imprescindible en obras de esta magnitud diseñar soluciones flexibles y fácilmente adaptables a otros procesos constructivos, medios disponibles y a las inevitables modificaciones geométricas que surgen en toda obra.