

Torre Sacyr-Vallehermoso. La estructura del edificio

Torre Sacyr-Vallehermoso. Building structure

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

Recibido / Received: 03/12/2007
Aceptado / Accepted: 13/02/2008

RESUMEN

El edificio Torre Sacyr-Vallehermoso es, con sus 236 m de altura sobre rasante, uno de los cuatro edificios de altura construidos en los terrenos de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid, en el Paseo de la Castellana de la capital de España. La estructura del edificio combina forjados mixtos de chapa plegada apoyados en un entramado de viguetas metálicas y/o mixtas con un sistema de soportes mixtos acero-hormigón de alta resistencia. Además de estos elementos básicos se disponen potentes elementos estructurales que permiten la eliminación de soportes en la zona baja de la torre, una losa de cimentación en hormigón pretensado, y un núcleo que resiste las solicitaciones de viento combinado con un cinturón de rigidez. El sistema estructural planteado ha permitido ejecutar una estructura de gran sencillez que aprovecha las ventajas determinadas por la repetitividad geométrica en planta del edificio, combinando la respuesta a los retos que plantea la construcción de un edificio de altura con la optimización necesaria para garantizar un plazo y coste de ejecución moderados y compatibles con los planteamientos inmobiliarios. 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, estructura mixta, hormigón de alta resistencia, efectos aerodinámicos, estabilidad frente al fuego, cimentaciones especiales, cinturón de rigidez.

ABSTRACT

At 236 m in height, the Torre Sacyr-Vallehermoso is one of the four high-rise buildings constructed on the site of the former Real Madrid Sports Complex, in the Paseo de la Castellana of Spain's capital. The structure of the building combines composite slabs supported on a grid of steel and/or composite joists with a system of high-strength composite steel-concrete supports. Apart from these basic elements, there are also strong structural elements that allow supports in the lower part of the tower to be eliminated, as well as a foundation mat in prestressed concrete and a core that withstands the wind loads in combination with an outrigger. The structural system established has led to the design of a tremendously simple structure that uses all the advantages afforded by the geometric repetition of the floor plan of the building. It combines the answer to the challenges presented by the construction of a high-rise building and the optimisation needed to ensure that the construction schedule and the cost remain moderate and compatible with the objectives of the building. The collaboration during the project preparation stage between the teams involved in the execution has allowed the important construction requirements associated to a project of this magnitude to be monitored closely.

Key words: High-rise building, composite structure, 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: mc2@mc2.es

1. GENERAL CONSIDERATIONS

The project and the construction of the SyV Tower have been developed by TESTA, Inmuebles en Renta, S. A. This company is part of the Sacyr-Vallehermoso group, which won the call for tenders from the Madrid Council, the original owner of the site. This building is located in site P2 – APR 08.04 Sports Complex, in the Paseo de la Castellana in Madrid. The promoters awarded the project in April 2003 to architects Carlos Rubio Carvajal and Enrique Álvarez-Sala Walther, of the RUBIO & ÁLVAREZ-SALA office, while MC2, Estudio de Ingeniería was appointed in May 2004 to develop the structural project and to act as project manager from December 2004.

2. BASIC APPROACH OF THE STRUCTURE

2.1. Architecture

The SyV tower can be divided into two clearly differentiated parts:

- A 256 m tall building, distributed as 20 m below floor level, 220 m of

storeys above ground level and up to 16 additional metres of non-usable space at the top with varying heights as a function of the area (Figure 1)

- An underground area with car parks and hotel services that includes six levels of basement around the tower, with a maximum depth of 20 m

The building has 58 four metre tall storeys above ground level. Two thirds of these, approximately, shall be used as a hotel, including accesses, restaurants, meeting rooms, etc, while the other third shall be devoted to offices. Additionally, there are three technical areas with varying heights where the industrial systems and the main facilities for the running of the building shall be located.

The ground plan of the building is divided into three independent circular areas or sections with maximum floor dimensions of 44.7 m. This shape remains unchanged throughout the length of the tower, thus simplifying the design and construction of the building. The distribution of the supports is a key aspect of the design of the structure and is conditioned by the hotel functionality of its two lower thirds [1].



Figura 1. Vista general de la torre en una fase intermedia de su construcción.
Figure 1. General view of the tower at an intermediate stage of construction.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

El proyecto y la construcción del edificio Torre SyV ha sido promovido por la empresa TESTA, Inmuebles en Renta, S. A. que forma parte de grupo Sacyr-Vallehermoso, vencedora del concurso convocado por el Ayuntamiento de Madrid, propietario original de la parcela. Este edificio estará situado en la parcela P2 – APR 08.04 Ciudad Deportiva, en el Paseo de la Castellana de Madrid. La empresa promotora encargó en abril de 2003 el proyecto a los arquitectos Carlos Rubio Carvajal y Enrique Álvarez-Sala Walther del estudio RUBIO & ÁLVAREZ-SALA, mientras que MC2, Estudio de Ingeniería recibió en mayo de 2004 el encargo de desarrollar el proyecto de la estructura, siendo encargada así mismo de las tareas de Dirección de Obra a partir de diciembre de 2004.

2. PLANTEAMIENTOS BÁSICOS DE LA ESTRUCTURA

2.1. Arquitectura

El edificio Torre SyV se puede separar en dos partes bien diferenciadas:

- Edificio de gran altura de 256 m, distribuidos en 20 m de sótanos bajo rasante, 220 m del edificio Torre habitable sobre rasante y hasta 16 m adicionales de un espacio no habitable en coronación, aunque con altura variable según zonas (Figura 1).

- Zona bajo rasante de aparcamiento y servicios del hotel que comprende 6 plantas de sótano en el entorno de la Torre, con una profundidad máxima de 20 m.

El edificio Torre dispone de 58 plantas sobre rasante, de 4,00 m de altura cada una, que se dedicarán a los siguientes usos: aproximadamente, dos terceras partes a hotel, incluyendo accesos, restaurantes, salas de reunión, etc., y una tercera parte a oficinas. Asimismo, existen 3 zonas de tipo técnico con alturas variables, donde se localizarán los sistemas industriales y de instalaciones principales, necesarias para el funcionamiento del edificio.

La forma en planta del edificio está compuesta por tres zonas o segmentos

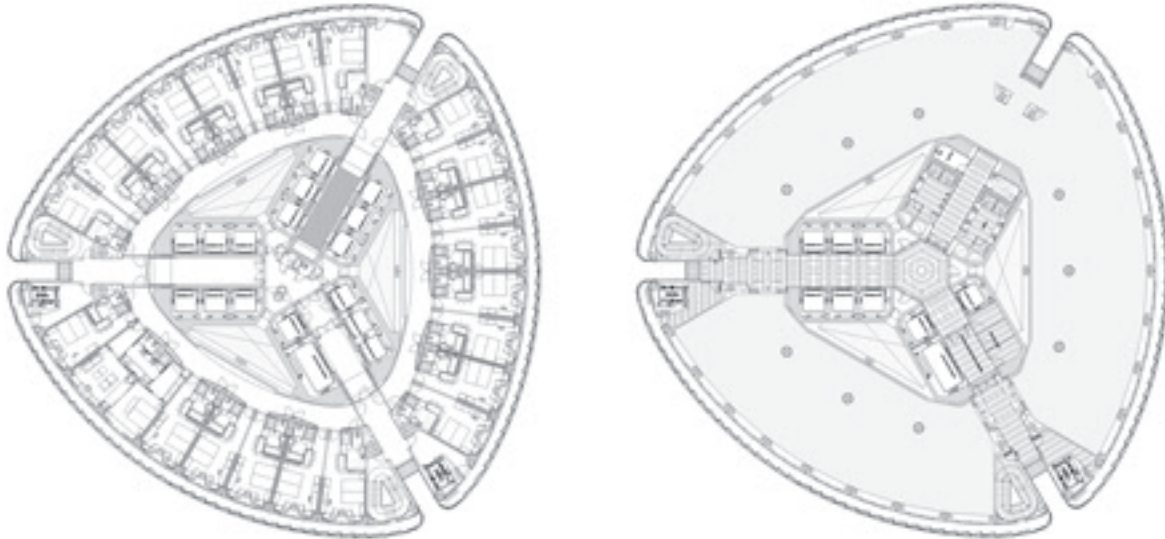


Figura 2. Plantas tipo de hotel (izqda.) y oficinas (dcha.).
Figure 2 - Standard hotel floors (left) and office floors (right).

circulares independientes, siendo la dimensión máxima en planta 44,7 m. Esta forma se mantiene invariable a lo largo de toda la altura de la torre, simplificando enormemente las tareas de proyecto y construcción del edificio. La distribución de los soportes, clave en el diseño de la estructura, está muy condicionada por la funcionalidad del hotel que ocupa sus dos tercios inferiores [1].

En el centro de la planta se dispone un único núcleo, en el que se alojan todos los ascensores excepto los de emergencias, dejando espacio en las plantas de oficinas para la ubicación de los aseos una vez eliminados los ascensores que dan servicio al hotel. Entre el núcleo y la fachada se disponen radialmente las habitaciones del hotel, determinando que los soportes en la fachada tengan un interese de aproximadamente 5 m que corresponde al ancho mayor de la habitación. La existencia del pasillo circunferencial que recorre la planta y da acceso a las habitaciones permite colocar una segunda alineación central de soportes que reduce la luz entre el núcleo y la fachada a valores usuales en estructuras de edificación ($L = 7,5$ m). Esta disposición de soportes se mantiene en las zonas ocupadas por las oficinas, dando lugar a una concentración de elementos verticales en la fachada ligeramente más densa que las habituales en este tipo de edificios (Figura 2).

Las conducciones verticales de las instalaciones mecánicas y eléctricas dis-

curren por unos patinillos exteriores al núcleo pero en contacto con él, lo cual simplifica enormemente el dimensionamiento de éste al no ser necesarios alveolos de paso para transferir los servicios a las plantas. Por contra, la presencia de este patinillo no atravesable por las vigas de la planta, reduce enormemente el aporte de carga vertical al núcleo, redundando negativamente en su dimensionamiento a flexocompresión esviada. Por la misma razón se penalizan significativamente los soportes del anillo central que reciben una gran proporción de la carga total de la planta.

El edificio de aparcamiento y servicios del hotel tiene unas dimensiones de 75 x 100 m, a las que hay que descontar la torre, un cuadrado de unos 45 m de lado, ocupando por tanto todo el espacio disponible en la parcela. Este edificio tiene igualmente 6 niveles, todos ellos ubicados por debajo de la rasante, permitiéndose la conexión con el anillo perimetral que rodea las cuatro torres y se vincula con el sistema viario de la ciudad.

2.2. Criterios de proyecto

Los criterios básicos considerados para definir la estructura general o principal han sido los siguientes:

- máxima economía de materiales dentro de las necesidades impuestas por la excepcionalidad de las solicitaciones a resistir a causa de la envergadura del

There is a single core in the centre of all floors. This core houses all the lifts except for the emergency ones, and it leaves enough space in the office floors to locate the toilets once the lifts that service the hotel have been eliminated. The hotel rooms are placed radially between the core and the façade. The spacing between the centrelines of the beams of the façade supports is therefore of approximately 5 m, which corresponds to the greatest width of the rooms. The existence of a circular corridor around the storeys to access the rooms allows a second central row of supports to be installed so as to reduce the span between the core and the façade down to common levels in building structures ($L = 7.5$ m). This layout of the supports is maintained in office areas, so the density of vertical elements on the façade is slightly greater than normal in this type of building (Figure 2).

The vertical ducts of mechanical and electrical facilities run along utility shafts outside the core but in contact with it. This makes dimensioning much simpler because no feedthroughs are needed to transfer services from one floor to the other. On the other hand, the existence of this utility shaft that cannot be crossed by the floor beams significantly reduces the amount of vertical load added to the core, with the subsequent negative influence on its dimensioning under biaxial flexocompression. Similarly, the supports of the central ring receive a large part of the total load of each floor.

The dimensions of the hotel service and car park building are of 75x200 m, minus the tower (a square with sides that are about 45 m long), so all the space available at the site is used. This building has six storeys, all of them below grade. They are interconnected with a perimeter ring that surrounds the four towers and connects to the network of streets of the city.

2.2. Project criteria

The basic criteria considered for the definition of the general or main structure are the following:

- Maximum material saving within the needs imposed by the exceptional loads to be supported due to the size of the building and the strict deflection requirements that must be met because of the residential use (see section 6.1)
- Search for the greatest constructive simplicity while at the same time taking into account the inherent complexities of high-rise construction (pumping of concrete, occupancy time of the crane, wind loads, etc) and the structural function of the elements (high density of reinforcement, interferences between elements that require a three-dimensional study, high loading in special areas, etc)
- Use of the favourable conditions provided by the use of standard slabs throughout the tower. This creates a systematic structure with a high level of shop prefabrication that benefits from all possible scale savings
- Fast erection, with the smallest possible interference between the work on steel and reinforced concrete structures
- Use of conventional solutions whenever possible so as to limit the cost of the structure and reduce the uncertainties associated to its execution schedule

2.3. Structural elements

The foundations of the tower are formed by a deep (4 m) prestressed concrete slab which is slightly larger than the footprint of the tower. The excavation of the site to the bottom level of the

slab (707.40) or of the floor slab in the car park area (711.40) was done by placing perimeter cut-off walls anchored to the ground. The anchors of these walls were provisional and were kept active until the execution of the below grade slabs of the tower and car park was completed. They were then released and rendered useless.

The superstructure of the building combines the following elements:

- Solid concrete slab in below grade floors, in the access and top areas
- Composite slabs on a grid of steel and composite beams in standard office floors, hotel floors and technical facility floors
- Composite and reinforced concrete supports, with decreasing concrete grade in higher levels
- A three-lobe central core in reinforced concrete
- A reinforced concrete outrigger in technical area T03, at the top of the building

Additionally, there are the following auxiliary elements:

- Self-supporting staircases in reinforced concrete. These are formed by prefabricated elements supported on a steel structure of horizontal beams and strings
- Inner parts of the core, built in reinforced concrete

The structure of the parking area is done by means of solid reinforced concrete slabs of constant depth. Certain points of these include excess thickness or dropped beams, as well as strong steel beams with a 29 m span connected to the concrete slab of the floor to free the convention centre under the tower access square of supports.

3. PERIMETER CUT-OFF WALLS

For the excavation of the site where the below grade storeys and the foundations of the building are set it was necessary to install retaining walls around the perimeter, except in the common walls to the south, where the cut-off and retaining walls had already been completed by the builders of the Caja Madrid Tower. A

edificio y los estrictos condicionantes deformativos de obligado cumplimiento a causa del empleo residencial del mismo (ver apartado 6.1)

– búsqueda de la máxima simplicidad constructiva que tuviera en cuenta, no obstante, las complejidades inherentes a la ejecución en altura (bombeo de hormigón, tiempos de ocupación de grúa, solicitaciones de viento,...) y la función estructural de los elementos (gran densidad de armadura, interferencias entre elementos que necesitan de un estudio tridimensional, elevadas cargas en zonas especiales,...)

– aprovechamiento de las condiciones favorables que determina la no variabilidad de forjados a lo largo de la torre, creando una estructura sistemática y con un alto grado de prefabricación en taller que se beneficie de las economías de escala posibles

– ejecución rápida y con la menor interferencia posible entre las labores correspondientes a las estructuras metálicas y las vinculadas al hormigón armado

– utilización de soluciones convencionales siempre que sea posible con el fin de ajustar los costes de la estructura y reducir las incertidumbres asociadas al plazo de ejecución de la misma.

2.3. Elementos estructurales

La cimentación de la torre está formada por una losa de hormigón pretensado de gran canto (4 m), de dimensiones ligeramente superiores a la huella de la torre. Para poder realizar la excavación de la parcela hasta la cota de fondo de dicha losa (707,40) o de la solera de la zona del aparcamiento (711,40), se dispusieron muros pantalla perimetrales anclados al terreno. Los anclajes de estas pantallas eran provisionales y se mantuvieron activos hasta que se completó la ejecución de los forjados bajo rasante de la torre y el aparcamiento, momento en el que se destesaron quedando sin uso alguno.

La superestructura del edificio combina los siguientes elementos:

- forjados en losa de hormigón maciza en plantas bajo rasante, en las zonas de acceso y en la coronación

- forjados mixtos de chapa colaborante sobre vigas metálicas y mixtas en plantas tipo de oficinas y hotel y plantas especiales de instalaciones
- soportes de hormigón armado y mixtos, con hormigones de calidades decrecientes con la altura del edificio
- un núcleo central trilobulado de hormigón armado
- un cinturón de rigidez en hormigón armado en la zona técnica T03 ubicada en la coronación del edificio.

Además aparecen como elementos auxiliares los siguientes:

- escaleras autoportantes en hormigón armado constituidas por elementos prefabricados apoyados en una estructura metálica de zancas y vigas horizontales
- zonas interiores al núcleo, ejecutadas en hormigón armado.

La estructura de aparcamiento se materializa mediante losas macizas de hormigón armado, de canto constante, que incluyen, en puntos concretos, sobreespesores o vigas descolgadas, así como unas potentes vigas metálicas de 29 m de luz conectadas a la losa de hormigón del forjado para liberar de soportes la zona del salón de convenciones ubicada bajo la plaza de acceso a la torre.

3 MURO PANTALLA PERIMETRAL

La excavación del recinto en el que se alojan las plantas bajo rasante y la cimentación del edificio necesitó del auxilio de unas pantallas de contención en el perímetro de la parcela excepto en la medianería Sur en la que se había realizado previamente una pantalla y unos muros de contención por parte de los constructores de la Torre Caja Madrid. Se propuso por tanto una obra de contención previa al vaciado de la parcela mediante la ejecución de pantallas ancladas. La rasante natural del terreno está a la cota +726,40 en una parte del solar (medianería Oeste), y a +730 en otra parte (medianerías Norte y Este). La cota de máxima excavación prevista era de +711,55 m en la zona del aparcamiento, y de +708,0 m en la zona de la cimenta-

ción de la Torre a causa de la mayor profundidad de ésta.

Se han dispuesto dos tipos de pantallas que se diferencian en la profundidad de excavación total, y el número de filas de anclajes provisionales – una tiene una fila de anclajes, y la otra tiene dos. En ambos casos las pantallas son de 0,60 m de espesor, y su longitud se determinó teniendo en cuenta la estabilidad lateral de las pantallas. Los anclajes provisionales se ejecutan a través de la pantalla continua, y con una separación de 3,0 m en las primeras filas de anclajes en los dos tipos de pantallas y de 1,5 m en la segunda fila de la pantalla tipo 2.

El terreno consiste en un primer nivel de rellenos antrópicos, los cuales se retiran durante la excavación previa a la ejecución de las pantallas, y por tanto no influyen en el cálculo de las mismas. Subyacente a estos rellenos se encuentra el terreno natural constituido por alternancias de las típicas facies de Madrid (toscos, arenas de miga etc.) que constituye un excelente sustrato de cara a la cimentación de esta singular estructura.

Durante los trabajos de campo se detectaron dos niveles freáticos colgados que podían afectar a la estabilidad de la excavación. El primero de ellos se encontró entre las cotas +720 m y +719 m, y el segundo de ellos entre las cotas +717 m y +714 m. De acuerdo con el Informe Geotécnico, se consideró que durante la construcción de las pantallas estos dos niveles actúan de modo independiente, mientras que en la situación definitiva (una vez construidos los forjados) era preciso analizar su influencia conectados entre sí (un único nivel entre las cotas +720 m a +714 m).

4. CIMENTACIÓN

4.1. Tipología

La cimentación de la torre se resuelve mediante una gran losa de 4 m de canto, que con un tamaño muy similar aunque algo mayor al de la huella de la torre, transmite unas presiones medias al terreno por debajo de los límites admisibles indicados por el asesor geotécnico (0,75 MPa). Esta tensión media viene determinada por el análisis del hundimiento glo-

proposal was thus presented for the construction of the containment with anchored cut-off walls prior to the excavation of the site. The natural grade level is at elevation +726.40 in part of the site (western common wall) and at +730 in a different part (north and east common walls). The maximum projected excavation level was +711.55 m in the car park area and +708.0 m in the tower foundation area due to the greater depth of the latter.

Two different types of cut-off walls have been used. Their differences lie in the depth of the total excavation and in the number of rows of provisional anchors: one has a single row, whereas the other one has two. In both cases, the thickness of the cut-off walls is of 0.60 m, and their length has been established as a function of the lateral stability of the walls. The provisional anchors have been placed through the continuous cut-off wall with a separation of 3.0 m for the first rows in both types of walls and of 1.5 m in the second row of the type 2 wall.

The ground is formed by a first level of anthropic fill, which was removed during the excavation prior to the execution of the cut-off walls and does not have any bearing on the calculations of said walls. Below this level is the natural ground, formed by a succession of the typical facies found in Madrid ('tosco' and 'miga' sand, etc), which is an excellent substrate for the foundation of this special structure.

During the field works, two water levels were detected. These could affect the stability of the works. The first level was found between elevations +720 m and +719 m, while the second one was between +717 m and +714 m. In accordance with the geotechnical report, these two levels were considered to act independently during the construction of the cut-off walls, whereas their influence when connected (a single level between elevations +720 m and +714 m) had to be analysed for the final situation, once the slabs were complete.

4. FOUNDATIONS

4.1. Typology

The foundations of the tower are formed by a large 4 m deep slab. This slab is slightly larger than the footprint



Figura 3. Vista general de la losa de cimentación, incluyendo los cables de pretensado y la armadura de cortate.

Figure 3. General view of the foundation mat, including the prestressing cables and the shear reinforcement.

of the tower, so the average stress transmitted to the ground is below the admissible limits indicated by the geotechnical advisor (0.75 MPa). This average stress is established by the analysis of the total sinking of the slab under the loads transmitted by the tower. It has been verified that the values transmitted

by the structure are far enough from the ultimate strength with adequate safety coefficients. The use of this slightly unusual structural typology, which is seldom used in conventional buildings, was backed by its favourable behaviour in the Torre Espacio building [2], where this solution proved to be an economi-

bal de la losa frente a las cargas transmitidas por la torre, habiéndose comprobado que los valores transmitidos por la estructura quedan suficientemente alejados de la rotura con adecuados coeficientes de seguridad. El empleo de esta tipología estructural no muy usual en edificios convencionales venía avalado por su favorable comportamiento en el edificio Torre Espacio [2], en el que esta solución mostró ser una alternativa económica y rápida de ejecutar, y que permitía aprovechar las excelentes cualidades del terreno sin necesidad de emplear por tanto cimentaciones profundas más caras y complejas.

Las cargas actúan en la losa de modo concentrado en las bases del núcleo y de los pilares más próximos al mismo (que son los más cargados). Para asegurar que se produce una transferencia que uniformice las presiones actuantes en el terreno, la losa está fuertemente armada mediante una combinación de armadura convencional pasiva y pretensado. El empleo de armadura pretensada permite reducir el volumen y el número de capas de acero pasivo a colocar, al mismo tiempo que evita la aparición de fisuras en la cara de hormigón en contacto directo con el terreno, garantizándose por tanto un comportamiento mucho más favorable a largo plazo.

4.2. Disposiciones constructivas

Con el fin de facilitar la colocación de las armaduras y los procesos de tesado y hormigonado, se han utilizado potentes unidades de 31 cordones de 0,6", situadas a una distancia relativamente grande (1 m). Por razones similares, la fuerte armadura de cortante necesaria está formada por grupos de barras verticales dispuestos a modo de pilares y situados en una retícula de 1,0 x 1,0 m, convenientemente ancladas en las parrillas de armadura superiores e inferiores (Figuras 3 y 4). Los anclajes activos de los cables de pretensado se han colocado en las caras laterales de la losa que no están en contacto con las pantallas perimetrales. Los anclajes pasivos colocados en los extremos opuestos son del tipo compacto a causa del limitado espacio disponible en estas zonas de gran densidad de armadura pasiva.

Debido al elevado volumen de hormigón a verter en la losa de cimentación, esta operación, además de dividir-

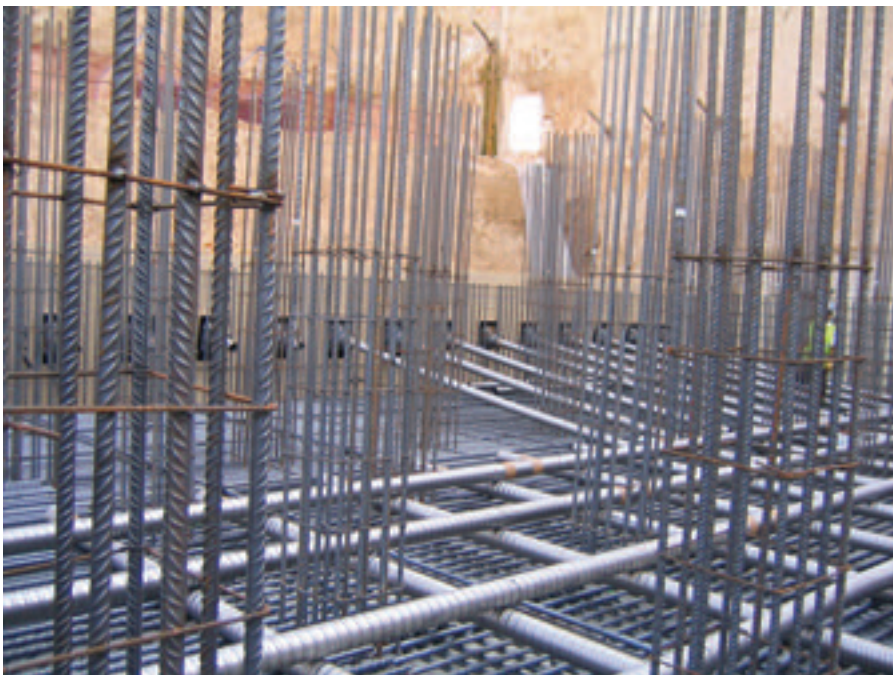


Figura 4. Detalle de la interferencia entre la armadura pasiva de flexión, los cables de pretensado y la armadura de cortante.

Figure 4. Detail of the interference between the passive bending reinforcement, the prestressing cables and the shear reinforcement.

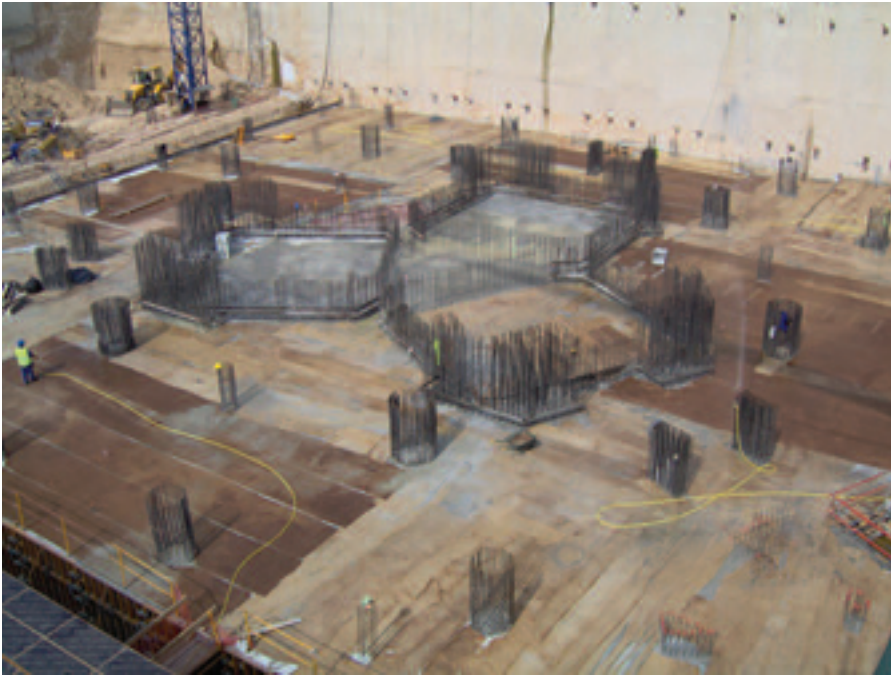


Figura 5. Vista general de la losa de cimentación tras el hormigonado de la segunda tongada, mostrando los arranques de los soportes y núcleos, así como las medidas de protección durante el curado.

Figure 5. General view of the foundation mat after the concreting of the second concrete lift. The foots of the supports and core, as well as the protection during the curing process, are shown.

se en nueve zonas en planta, se ha llevado a cabo en dos tongadas de 2 m de espesor, siendo necesario disponer armaduras de conexión a rasante entre las mismas. Así mismo fue necesario analizar el comportamiento térmico 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 superficie en contacto con la atmósfera y la zona interior, con más dificultad para disipar el calor de hidratación del cemento. 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 y galgas para el control de la transferencia de tensiones al hormigón durante el proceso de tesado de los cables (Figura 5). El diseño de esta instrumentación debió tener en cuenta efecto de las considerables variaciones de temperatura para separar en la medida bruta de la deformación del hormigón, aquella de origen exclusivamente mecánico de la correspondiente a la deformación térmica que no origina ningún variación de tensión en el material [3].

La puesta en tensión de los cables se llevó a cabo en su totalidad con antelación al inicio de la construcción de so-

portes y núcleos, siendo necesario prever dispositivos que mantuvieran el coeficiente de rozamiento del hormigón con el sustrato inferior por debajo de 0,5, para evitar que se perdiera una parte apreciable del efecto favorable del pretensado. Estos dispositivos, ya aplicados y contrastados durante la ejecución similar de la cimentación del edificio Torre Espacio, consistieron en la colocación de una doble lámina de polietileno sobre el hormigón de limpieza fratasado en el que se apoya la losa de cimentación.

4.3. Arranques de los soportes y el núcleo

Las armaduras de arranque de los pilares se colocaron directamente en la cara superior de la primera tongada por razones de simplicidad de montaje. Se estudió en detalle la distribución de la fuerza concentrada en la cara superior de la misma, siendo preciso colocar en algunos casos cálices de hormigón de alta resistencia similar al previsto para los soportes (HA-70) y en bastantes casos armaduras horizontales de refuerzo bajo los arranques en forma de parrillas o armaduras circulares.

En el caso del núcleo y en el de los soportes conectados con el cinturón de

cal and quick way of carrying out the execution and allowed the benefit of the excellent ground quality without the need for more expensive and complex deep foundations.

The loads actuate on the slab, mainly on the bases of the core and on the pillars closest to it (those that withstand the greatest load). In order to ensure a transfer that distributes the loads actuating on the ground, the slab is highly reinforced with a combination of conventional passive reinforcement and prestressing. The use of prestressed reinforcement allows the volume and number of layers of passive steel needed to be reduced, while at the same time preventing the appearance of cracks in the concrete surface in direct contact with the ground. A more favourable long term behaviour is therefore ensured.

4.2. Construction layout

Powerful units of 31 0.6" cables placed at a relatively large distance (1 m) have been used to facilitate the installation of the reinforcement as well as the stressing and concreting processes. Similarly the strong shear reinforcement needed is formed by groups of vertical bars placed as pillars in a 1.0 m x 1.0 m grid and adequately anchored to the top and bottom reinforcement grids (Figures 3 and 4). The active anchors of the prestressing cables have been placed on the sides of the slab that are not in contact with the perimeter cut-off walls. The dead-end anchors on the opposite ends are of compact type because of the limited space available in these points with high density of passive reinforcement.

In view of the high volume of concrete that is to be poured in the foundation mat, this operation has been divided into nine floor areas and has been carried out in two 2 m thick lifts, which shear connection reinforcement between them. It was also necessary to analyse the thermal performance of the slab during the concrete setting process to ensure no cracks appeared because of the high thermal gradient between the surface in contact with the atmosphere and the inner area, which does not dissipate the heat of the cement as effectively. This analytical task was complemented by protection measures at the site, such as the constant soaking of the concrete surface and the metering of certain representa-

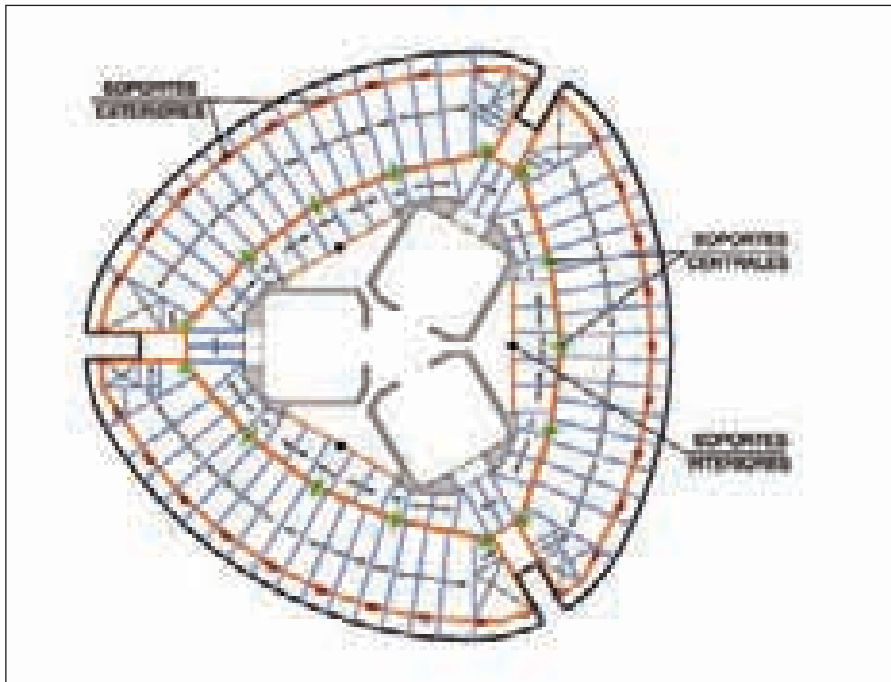


Figura 6, Esquema general con disposición de soportes en las plantas tipo.
Figure 6. General diagram with the layout of the supports in the standard floors.

ive areas with thermocouples to monitor the temperature and with gauges to monitor the transfer of stresses to the concrete during the cable stressing process (Figure 5). The design of these instruments took into account the effect of the large temperature variations. This allowed the mechanical strain and the thermal strain (that does not cause any variations in the stress of the material) to be separated in the gross metering of the concrete stress [3].

The stressing of the cables was completed before the start of the construction of the supports and cores. Devices that maintained the friction factor between concrete and the lower substrate below 0.5 had to be projected beforehand to avoid losing an important part of the favourable effect of the prestressing. These devices had already been applied and contrasted during the execution of the similar Torre Espacio and were formed by a double layer of polyethylene placed on the floated screed with the foundation mat on top.

4.3. Base of the supports and the core

The reinforcement at the base of the pillars was placed directly on the top part of the first concrete lift to make erection simpler. The distribution of the stress on the top part of the lift was studied in detail; in some cases it was necessary to include some stirrups sim-

ilar to those projected for the high-strength concrete supports (HA-70), and in other cases horizontal reinforcement grids or circular reinforcements had to be installed under the bases.

On the other hand, in the case of the core and the supports connected to the outrigger, it was necessary to anchor the vertical reinforcement to the first concrete lift of the slab so as to adequately transfer the tensile stress on the cut-off walls under the extreme wind loads that are combined with almost permanent values of vertical actions. Similarly, horizontal reinforcement bars were included under the base of the cores so as to distribute the concentrated stresses. These, however, are lower than those of the supports.

4.4. Car park

The foundations of the car park pillars were done with conventional footings. The limit stresses were kept under the 0.45 MPa level indicated in the geotechnical report. The interactions between the footings of the car park and the perimeter cut-off walls and the foundation mat of the tower have been studied and adequately solved. These interactions appear when these elements are close together and are mainly caused by the greater expected deformation of the ground under the foundation mat. As set out later, it has therefore been necessary

rigidez, por el contrario, fue preciso anclar la armadura vertical en la primera tongada de la gran losa para poder transferir convenientemente los esfuerzos de tracción que aparecen en sus pantallas, bajo las solicitaciones extremas de viento combinadas con valores cuasi-permanentes de las acciones verticales. Se han dispuesto, igualmente, refuerzos horizontales bajo los arranques de los núcleos para distribuir la fuerza concentrada, aunque en este caso son de menor entidad que los correspondientes a los soportes.

4.4. Aparcamiento

La cimentación de los pilares del aparcamiento se resuelve mediante zapatas convencionales, manteniéndose las tensiones límites por debajo de los 0,45 MPa indicados por el Informe Geotécnico. Se han estudiado y resuelto adecuadamente las interacciones entre las zapatas de dicho aparcamiento o las pantallas perimetrales y la losa de cimentación de la torre. Estas interacciones, que aparecen cuando estos elementos se encuentran muy próximos, se deben fundamentalmente a la mayor deformación esperada del terreno bajo la losa de cimentación. A causa de ello ha sido necesario, como se explica más adelante, disponer interfaces deslizantes o tramos isostáticos biarticulados que eviten la aparición de esfuerzos parásitos entre las estructuras con diferentes tipos de cimentación.

Las mediciones llevadas a cabo en la obra desde el inicio del hormigonado de la losa de cimentación de la torre, confirmaron los valores de deformación media del terreno previstas en el informe geotécnico (5 cm), y la necesidad de las medidas destinadas a la compatibilización entre el comportamiento de los dos tipos de cimentaciones.

5. SOPORTES

5.1. Generalidades

En los soportes principales de la torre es preciso distinguir tres grupos según su posición en planta (Figura 6):

- los soportes situados en la corona perimetral del edificio (soportes exteriores)

- los soportes situados entre los anteriores y el núcleo, en las zonas que delimitan el pasillo y las habitaciones en las plantas de hotel (soportes centrales)
- los soportes situados junto al núcleo (soportes interiores)

Los soportes exteriores tienen forma circular en la parte baja del edificio que se transforma en rectangular al entrar en las plantas tipo de hotel. No obstante, en las zonas próximas a las escaleras, tienen formas especiales ajustadas a la geometría requerida para estas áreas de la torre. Los soportes centrales alternan formas circulares y rectangulares, según la planta en la que se sitúen, siendo, entre éstos, los situados cerca de las escaleras especialmente comprometidos por el reducido espacio disponible. Finalmente, los soportes interiores tienen sección rectangular en toda su altura. Estos soportes arrancan en el Nivel N06, apeándose en el núcleo mediante unas bielas inclinadas similares a las que se emplean para el apeo de los soportes del resto de las coronas que se describen más adelante.

5.2. Soportes en las plantas inferiores

De un modo general es preciso igualmente distinguir los tramos situados por debajo del Nivel N04 y los situados entre éste y la coronación del edificio.

Los primeros tramos son soportes de hormigón armado con características acordes con la envergadura del edificio:

- Hormigón tipo HA-70
- Armaduras $\phi 32$ incluso en doble corona y con cuantías de hasta 5,4 %
- Dimensiones: entre $\phi 1200$ y $\phi 1500$ mm (circulares), 1450×600 mm² (rectangulares)

Las elevadas cargas transmitidas por estos soportes (del orden de 5000 t) han hecho necesario un estudio detallado para el dimensionamiento de sus arranques en la losa de cimentación, así como la disposición de cercos de confinamiento o cálices en el cruce con los forjados cuya calidad de hormigón es inferior.

La interferencia de una pareja de soportes próximos a las escaleras con el

muro pantalla perimetral, hizo necesario desviarlos ligeramente combinando para ello un bloque rígido que se extiende por la zona ocupada en planta por el soporte en su posición original y en la desviada. Se dispuso además una potente armadura de cosido del desvío hasta el núcleo, que se adaptó a la presencia de alveolos de dimensiones considerables necesarios para el paso de las escaleras.

Durante el desarrollo de la obra se mostró como muy favorable la decisión de la empresa constructora de disponer de una central propia a pie de obra. Esta central permitió garantizar los adecuados procedimientos de control indispensables para la fabricación de hormigones de alta resistencia, minimizándose en consecuencia las bajas de calidad y las consiguientes reparaciones, siempre complejas en edificios de esta envergadura en las que el descenso de resistencia puede ser de un orden de magnitud superior a la carga transmitida al soporte por planta. El empleo de centrales externas urbanas que fabrican casi únicamente hormigones convencionales, hubiera dificultado el empleo de acopios independientes de áridos con humedad controlada, indispensables para la fabricación de este tipo de hormigones especiales.

5.3. Soportes en las plantas tipo de torre

Por encima del Nivel N04 los soportes incorporan unos perfiles metálicos embebidos que, como se verá más adelante, permiten realizar el montaje de la estructura metálica de los forjados de un modo sencillo e independiente del hormigonado de los pilares (Figura 7). Por tanto, el empleo de esta tipología de soportes mixtos, ligeramente más cara que la de soportes de hormigón armado con hormigones de mayores resistencias, quedaba justificada por su combinación favorable con la decisión tomada para la tipología de los forjados que se explica más adelante (forjados mixtos de chapa plegada sobre vigería metálica y/o mixta), decisión que tuvo un carácter preponderante en el diseño y la optimización del conjunto de la estructura.

Estos perfiles metálicos de calibre moderado incluidos en los soportes (acero S355 y dimensiones variables según zonas entre HEM 160 y HEM 300, con refuerzos laterales de chapas) contribuyen a

to apply sliding interfaces or isostatic two-pivoted sections to prevent the appearance of parasitic stresses between structures with different foundations.

The measurements taken at the site from the start of the concreting of the tower foundation mat confirmed the values of average ground deformation established in the geotechnical report (50 mm) and the need for the measures aimed making the two types of foundation compatible.

5. COLUMNS

5.1. General

Three groups of main tower supports can be distinguished as a function of their position in the floor plan (Figure 6):

- *The supports located in the perimeter of the building (external supports)*
- *The supports located between the above supports and the core, in the areas between the corridor and the hotel rooms (central supports)*
- *The supports located next to the core (internal supports)*

The external supports are circular at the level of the first floor and become rectangular when they reach the hotel floors. However, in the areas close to the staircases they have special shapes to fit the geometry required in these areas of the tower. The central supports alternate between circular- and rectangular shaped as a function of the storey where they are located. Amongst these, the ones close to the stairs are especially complex because of the lack of space. Finally, internal supports are rectangular throughout their whole length. These supports start at level N06 and they are shored to the core by means of inclined struts. These struts are similar to the ones used for the shoring of the supports for the rest of the pillar groups described later.

5.2. Supports in lower floors

As a general rule, it is important to distinguish between the sections located below level N04 and those located between it and the top of the building. The former are reinforced concrete supports whose characteristics are suitable for the size of the building:

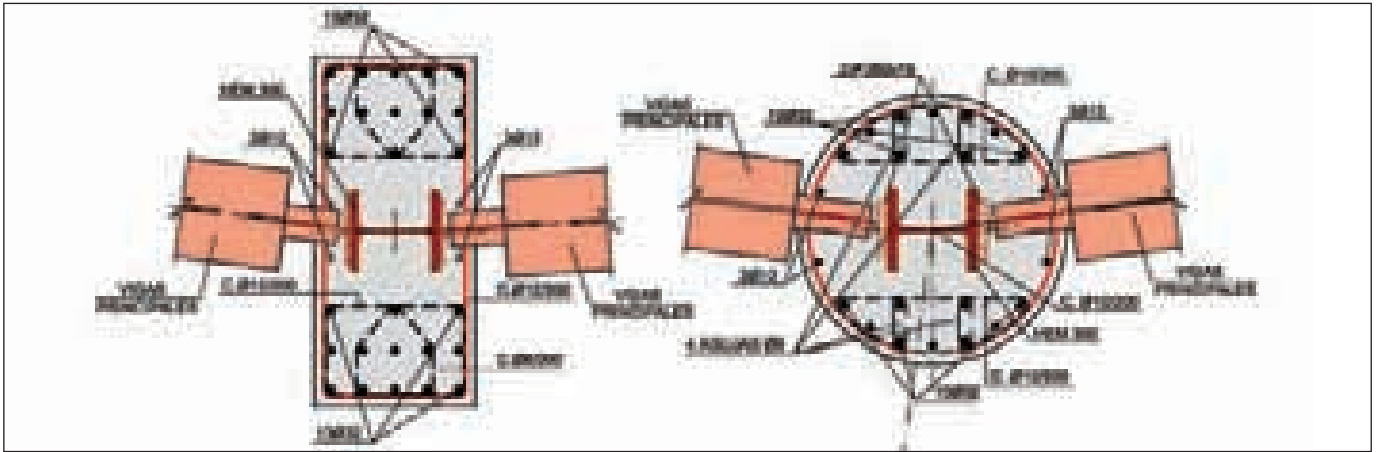


Figura 7. Secciones tipo de los soportes mostrando el perfil metálico auxiliar empleado para facilitar el montaje de la estructura metálica.
Figure 7. Standard section views of the supports, with the auxiliary steel profile used to facilitate the assembly of the steel structure.

- HA-70 concrete
- $\phi 32$ reinforcement, even with double cover and up to 5.4 % of reinforcement crown
- Dimensions: between $\phi 1200$ and $\phi 1500$ mm (circular), 1450×600 mm² (rectangular)

The high loads transmitted by these supports (approximately 50,000 kN) have made it necessary to carry out a detailed study of the dimensioning of their bases in the foundation mat and of the layout of the stirrups at the points where they cross the slabs with lower concrete grade.

It was necessary to slightly change the position of a pair of supports close to the staircases because they interfered with the perimeter cut off wall. For this purpose, a stiff block that runs along the area of the floor occupied by the support in the original and modified positions. Additionally, a group of reinforcement bars that transfer the deviation forces to the core was placed, and it was adapted to the existence of large beam pockets that were needed for the passage of the staircases.

During the development of the work, the decision of the construction company of installing an on-site concrete factory proved a good one. This factory ensured that adequate control procedures, which are indispensable for the manufacturing of high-strength concrete, were applied. This minimised drops in quality and the subsequent repair work, which is always complex in this type of building, where a drop in resistance can be an order of magnitude greater than the load transmitted to the support per

floor. The use of external urban factories that manufacture conventional concrete almost exclusively would have made it very difficult to find an independent procurement of aggregate with controlled moisture, as needed for the manufacture of this type of special concrete.

5.3. Supports in the standard floors of the tower

Above level N04, the supports incorporate embedded steel profiles that allow the assembly of the steel structure of the slabs to be easy and independent from the concreting of the pillars (Figure 7), as shown later. This composite support typology is slightly more expensive than the one with reinforced concrete supports with stronger concrete, but its use was justified because of the favourable combination with the decision taken for the typology of the slabs that is set out later (composite slabs on steel and/or composite beams). This decision had an important bearing on the design and optimisation of the whole structure.

These medium-sized steel profiles included in the supports (S355 steel with dimensions between HEM 160 and HEM 300, depending on the areas, with side plate reinforcement) contribute to the ultimate strength of the supports. They allow the dimensions to be reduced, which is especially useful in the bottom third of the tower since they need to be adjusted because of the interaction with the hotel functionality. Special attention was drawn to the on-site joints between sections of profiles so as to make them as simple as possible. For this purpose, the bending of the composite section was re-

su resistencia en rotura, permitiendo disminuir sus dimensiones que en el tercio inferior de la torre necesitan ajustarse de un modo estricto a causa de su interacción con la funcionalidad del hotel. Se prestó especial atención a las uniones en obra entre tramos de perfiles, con el fin de simplificarlas al máximo. Para ello, el trabajo de flexión de la sección mixta se confía exclusivamente al acero de armar, de modo que no es preciso disponer uniones entre los perfiles que resistan esfuerzos de tracción superiores a los que aparecen a causa del viento en las fases de construcción previas al hormigonado del conjunto (Figura 8).

Según la zona y el soporte considerado, el hormigón utilizado es HA-70, HA-45 ó HA-30. La armadura está constituida por barras de $\phi 32$ ó $\phi 25$ en su mayor parte, colocadas y agrupadas cuidadosamente, de modo que no interfieran con las vigas de planta que acometen al soporte y que sea posible la colocación de las armaduras en paquetes desde las plantas superiores, una vez colocada toda la estructura metálica de los forjados (Figura 9). En todos los casos se han empleado solapes tradicionales entre tramos de armadura

Por otro lado, en las plantas situadas por encima del Nivel 54, los soportes exteriores, que son los únicos que se mantienen, necesitan crecer significativamente para poder resistir, en ménsula las elevadas presiones transmitidas por el viento a la fachada exenta. En estas plantas las únicas zonas de forjado existentes son las bandas de forjado que permiten la circulación de las góndolas de limpieza de la fachada, que crean por tanto un arriostamiento muy moderado para las ménsulas de los soportes.



Figura 8. Uniones entre tramos de soportes metálicos con capacidad para resistir los esfuerzos debidos al viento durante la construcción. Figure 8. Joints between sections of steel supports, capable of withstanding the wind loads during construction.

sisted exclusively with the reinforcement steel so that the joints between the profiles do not need to withstand tensile stresses greater than those caused by wind during the construction stages prior to concreting (Figure 8).

Depending on the area and the support considered, the concrete grade used is HA-70, HA-45 or HA-30. The reinforcement is mostly formed by $\phi 32$ or $\phi 25$ bars, placed and grouped carefully so that they do not interfere with the floor beams connected with the support and they allow the reinforcement to be installed in packages from the top floors once all the steel structure of the slab is in place (Figure 9). Traditional overlapping has been used between sections of the reinforcement.

On the other hand, the external supports above Level 54 (the only ones that are maintained at that height) need to be significantly larger so they can withstand the high wind loads on the free façade with a cantilever layout. In these floors, the only areas with slabs are the strips for the circulation of the façade-cleaning gondolas, which create a mod-

5.4. Apeo de soportes en la zona baja del edificio

Por debajo del Nivel N06, para mejorar la funcionalidad arquitectónica de las plantas de acceso del edificio (fuste), se elimina un soporte de cada dos en los gajos comprendidos entre las escaleras. Esta eliminación se lleva a cabo para las tres familias de soportes indicadas, siendo preciso disponer bielas inclinadas que conectan, entre las plantas N04 y N06, el soporte que se elimina con aquéllos en los que se va a apaar (Figuras 10 y 11). Estas bielas se materializan mediante una potente combinación de hormigón de alta resistencia, perfiles metálicos reforzados y armadura pasiva convencional, habiendo sido necesario un estudio detallado de los nudos extremos a causa de la transferencia de esfuerzos entre los diferentes materiales. Estos desvíos quedan equilibrados mediante la disposición, en el nivel inferior N04, de unos potentes tirantes que, según los casos, precisan la colocación de perfiles metálicos descolgados o embebidos en el forjado, combinados con paquetes de armadura convenientemente anclada por detrás de los soportes que recogen el desvío.

Figura 9. Soporte mixto densamente armado en la zona baja de la torre preparado para la colocación del encofrado. Figure 9. Joints between sections of steel supports, capable of withstanding the wind loads during construction.



erate bracing for the cantilevers of the supports.

5.4. Shoring of supports in the lower part of the building

Below level N06, one support out of every two was eliminated in the segments between the staircases so as to improve the architectural functionality of the building access floor (stem). This elimination was done for the three types of supports. Between levels N04 and N06, inclined struts are needed to connect the support that was eliminated to those where the shoring shall be done (Figures 10 and 11). These struts are formed by a strong combination of high-strength concrete, reinforced steel profiles and conventional passive reinforcement. A detailed study of the end nodes was needed due to the transfer of stresses between the various materials. These deviations are balanced by installing strong ties in level N04. In some cases, these ties need to have steel profiles that are either dropped or embedded in the slabs and are combined with suitably anchored reinforcement packages behind the supports that collect the deviation.

Given the curvature of this spatial lacing, caused by the circular distribution of the pillars on the plan view, the slabs of levels N04 and N06 also need to have elements that transfer the radial horizontal deviation loads to the core. In the case of N06, these elements are strong reinforcement bars that surround the deviated pil-

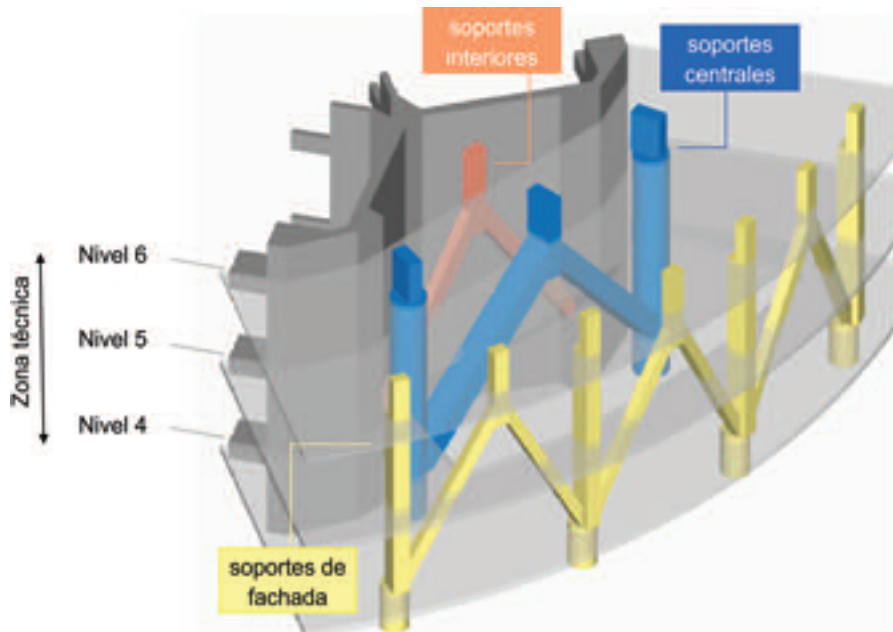


Figura 10. Esquema del apeo necesario por la eliminación de soportes en la zona baja de la torre.

Figure 10. Diagram of the shoring needed because of the elimination of supports in the lower part of the tower.

lars and are anchored to the core. Only the slab is needed to transfer the compression in N04 by increasing the concrete grade to HA 70 instead of HA 30, which is used normally.

6. CORE

6.1. Wind loads

The core is the main element of the structure that withstands the horizontal stresses caused by the wind loads on the

Dada la no planeidad de estas celosías espaciales provocada por la distribución circular de los pilares en planta, en los forjados de los Niveles N04 y N06 es preciso además disponer elementos de transferencia de las fuerzas horizontales radiales de desvío al núcleo. Estos elementos consisten, en el caso de N06, en potentes refuerzos de armadura que abrazan los pilares desviados y se anclan en el núcleo, bastando el forjado para transmitir la compresión en N04 con sólo aumentar la calidad del hormigón a HA-70 en lugar de la HA-30 empleada habitualmente.

6. NÚCLEO

6.1. Solicitaciones de viento

El núcleo, que aloja en su interior los ascensores y los conductos verticales de instalaciones, representa el elemento fundamental de la estructura para resistir los empujes horizontales debidos al viento a los que está sometido el edificio. De acuerdo con la normativa vigente [4], no ha sido necesario tener en cuenta solicitaciones sísmicas.

Las solicitaciones de viento fueron determinadas, como en el resto de las torres del complejo, mediante un ensayo en túnel de viento llevado a cabo en la University of Western Ontario, Canadá,



Figura 11. Piezas de desvío de soportes entre los Niveles N04 y N06.
Figure 11. Support bypass parts between levels N04 and N06.

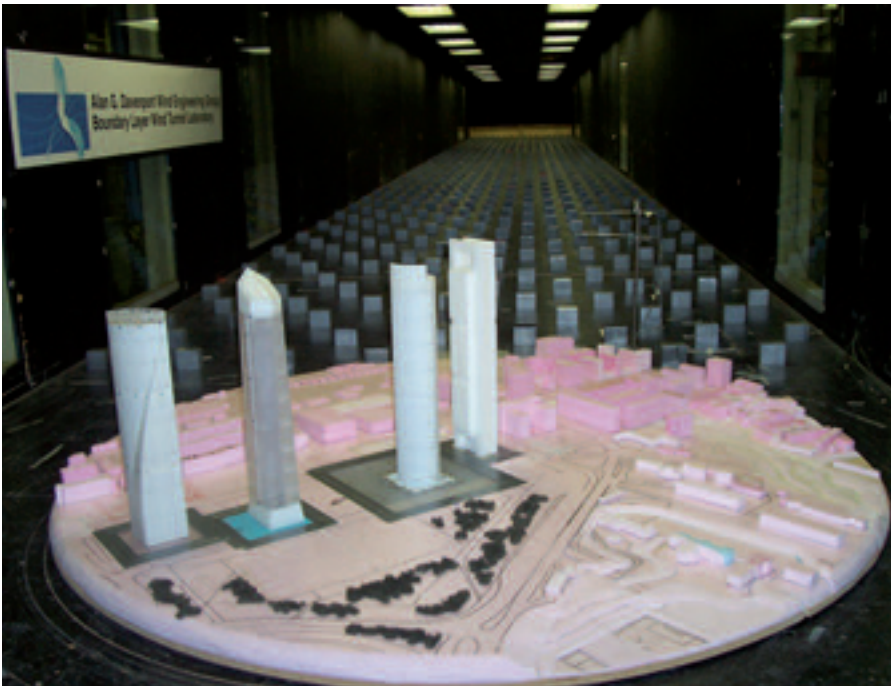


Figura 12. Imagen del ensayo en túnel de viento de la torre, incluyendo las otras tres torres vecinas ensayadas previamente.

Figure 12. Image of the wind tunnel test on the model, including the other three towers tested previously.

por el *Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory* bajo la dirección del Profesor Alan G. Davenport. Este tipo de estudios permite tener en cuenta de un modo ajustado la incidencia del terreno y las edificaciones circundantes, así como los efectos climáticos locales incluyendo su distribución temporal [5, 6].



Figura 13. Vista del modelo parcial desarrollado para estudiar el efecto de la doble fachada en el comportamiento frente a viento.

Figure 13. Image of the partial model developed to study the effect of the double façade in its behaviour against the wind.

En primer lugar se llevó a cabo un ensayo sobre un modelo rígido a escala 1:400 que, combinado con la obtención analítica de los modos propios de la estructura, permitió determinar las aceleraciones en la coronación del edificio mediante un análisis dinámico (Figura 12). Sin embargo, este ensayo no permitía considerar el efecto, presuntamente favorable, de la fachada exterior rugosa y perforada, cuya incidencia había sido tenida en cuenta de modo aproximado en el diseño básico de la estructura. Para tener en cuenta éste fue preciso desarrollar un segundo ensayo a una escala mayor (1:60) que permitiera representar las dos fachadas de un modo realista y estudiar el efecto de la permeabilidad de la exterior, comparando la respuesta del conjunto con la de una envolvente cerrada (Figura 13). A causa de las limitaciones impuestas por el tamaño del túnel de viento, el modelo empleado sólo representaba el tercio superior del edificio, pudiéndose no obstante obtener resultados representativos para la totalidad del mismo [7].

building, and it also serves to house the lifts and vertical shafts for facilities. In accordance with current codes [4], no seismic stresses have been taken into account.

As in the case of the rest of the towers of the complex, the wind loads were calculated with a wind tunnel test in the University of Western Ontario, Canada, by the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, under the management of Professor Alan G. Davenport. This type of study provides precise input on the importance of the surroundings and of neighbouring buildings, as well as of local weather effects, including their distribution in time [5, 6].

The first test was run on a stiff 1:400 scale model. The results from this were combined with the analytical results of the eigenmodes of the structure to determine the accelerations at the top of the building by means of a dynamic analysis (Figure 12). However, with this test it was impossible to take into account the presumably favourable effect of the rough and perforated external façade. An approximate value of this had been considered in the basic design of the structure. This effect was analysed by means of a second test with a larger model (1:60) that represented both façades realistically and showed the effect of the permeability of the outside surface, comparing the response of the assembly with that of a closed envelope (Figure 13). The limitations imposed by the size of the wind tunnel meant that the model only represented the top third of the building, but representative results were nevertheless obtained for the whole structure [7].

The results obtained with the second model focused on the local effects on the glass surfaces of both façades. They could not be used to obtain specific conclusions on the wind loads on the whole of the façade because, as shown later with the numerical analyses, an even larger model would have been necessary to ensure a good similarity between the model and the real building, and this would have been incompatible with the available wind tunnel. Consequently, the final dimensioning of the core had to be adapted to the conservative results available to ensure in all cases that the dimensions of the structure were enough to maintain the

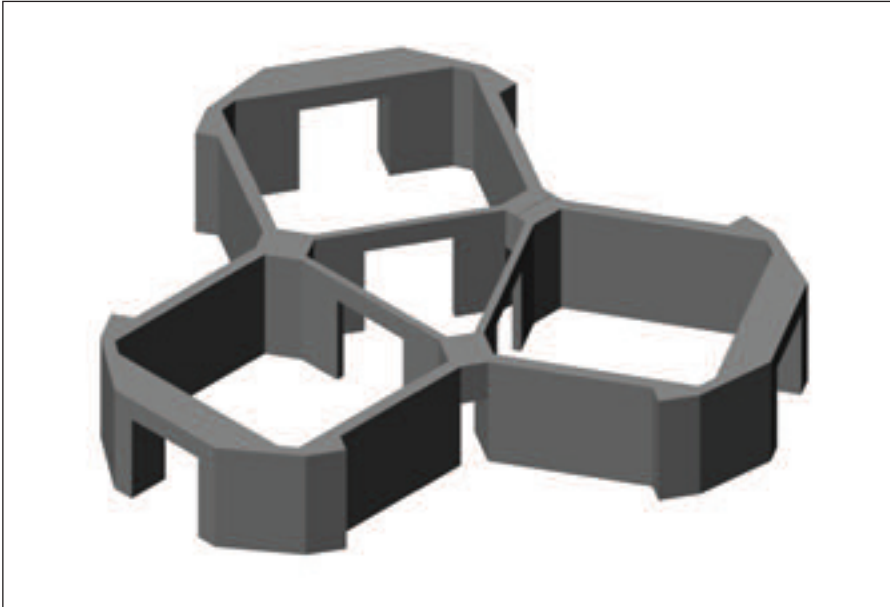


Figura 14. Geometría trilobular del núcleo, mostrando los machones en las zonas extremas y los alveolos de paso.

Figure 14. Three-lobe geometry of the core, showing the buttresses at the ends and the feedthroughs.

accelerations at the top of the building below the limits generally considered admissible in the available literatures (between 0.20 and 0.25 m/s^2) [8]. The use of this dynamic control based on accelerations instead of the control based on deformations under static loads that is used in conventional buildings or in the preliminary dimensioning stages means that an adequate behaviour can be guaranteed to avoid uncomfortable situations for the users of the building.

6.2. Dimensioning

The core defined by architectural and functional conditionings has a three-lobe design in the plan view. This design is fairly favourable because it has a high arm (around 21 m), and the stiffness is concentrated on the buttresses at the end positions (Figure 14). The stiffness of these buttresses is complemented with the radial cut-off walls and, to a smaller extent, by the cut-off walls around the central triangular area.

The internal geometry of the core is kept constant throughout the whole building to facilitate its construction with climbing formwork. The thickness of the cut-off walls and the buttresses is gradually modified in up to five standard sections. The concrete used for the bottom part of the tower is HA 45 because of the high combined values of

axial stresses, caused by gravitational loads, and of bending stresses, caused by wind. Concrete HA 30, similar to that used for the slabs, is used above level N34.

The thickness of the core cut-off walls ranges between 0.30 and 0.50 m. As set out above, there are thicker areas that act as buttresses or pillars that imbricate the cut off walls. Most of the reinforcement is concentrated on the buttresses, and several layers of it are installed, as in the supports with the highest loads. The connection of the core and the steel beams linked to it is done by embedding dowel plates with their anchor bolts. These are then welded to the brackets needed for the knuckle joints of the profiles. They are generally light because of the favourable layout of the steel structure of the slab.

The main walls of the core have beam pockets to allow access for users and facilities from each level of the slab. However, the uniform layout of these pockets, both in the plan view and the elevation drawing, has made their dimensioning and construction easier. The main function of the lintels around the pockets is to ensure that the elements into which the core is divided by the pockets work in unison so that the stiffness of the assembly is not significantly affected. This reduction in the stiffness has been comprehensively studied with finite element models of the

Los resultados obtenidos con el segundo modelo se concentraron en los efectos locales sobre los vidrios de las dos fachadas, no pudiéndose emplear para obtener conclusiones determinantes sobre las acciones globales de viento sobre el conjunto de la fachada, ya que, según mostraron los análisis numéricos llevados a cabo con posterioridad, hubiera sido necesario un modelo a una escala todavía mayor, y por tanto incompatible con el túnel de viento disponible, para obtener valores que pudieran alcanzar una semejanza adecuada entre el modelo y la realidad. En consecuencia, el dimensionamiento definitivo del núcleo se tuvo que ajustar para adaptarse a los resultados conservadores disponibles, garantizándose que en todos los casos las dimensiones de la estructura eran suficientes para que las aceleraciones en la coronación del edificio quedaran por debajo de los límites usualmente admitidos en la literatura disponible (entre 0,20 y 0,25 m/s^2) [8]. El empleo de este control de carácter dinámico basado en aceleraciones, en lugar del control en deformaciones bajo cargas estáticas usado para edificios convencionales o en las fases de predimensionamiento, permite garantizar un adecuado comportamiento que evite situaciones incómodas para los usuarios del edificio.

6.2. Dimensionamiento

El núcleo definido por condicionantes arquitectónicos y funcionales tiene una forma trilobular en planta, bastante favorable por disponer de un brazo elevado (en torno a 21 m) en el que la rigidez se concentra en las posiciones extremas a modo de machones (Figura 14). Completan la rigidez de estos machones la de las pantallas radiales y en menor medida las pantallas situadas en torno al área triangular central.

La geometría interior del núcleo se mantiene constante a lo largo de todo el edificio para facilitar su construcción mediante encofrado autotrepante, variándose gradualmente los espesores de las pantallas y machones en un total de hasta cinco secciones tipo. En la parte baja de la torre el hormigón utilizado es HA-45, a causa de los elevados valores combinados de esfuerzos axiales, debidos a las cargas gravitatorias, y de flexión, debidos al viento. Por encima del

Nivel N34 se emplea HA-30, similar al empleado en los forjados.

Los espesores de las pantallas del núcleo varían entre 0,30 y 0,50 m, disponiéndose, como ya se ha dicho, zonas de mayores dimensiones a modo de machones o pilares imbricados con las pantallas. Es en estos machones donde se concentra la mayor parte de la armadura, colocándose en varias capas de un modo similar a como se hace en los soportes más solicitados. La conexión del núcleo con las vigas metálicas que acometen a él se realiza dejando embebidas placas de espera con sus garrotas de anclaje, a las que se sueldan posteriormente las cartelas necesarias para la unión articulada de los perfiles, generalmente ligeros a causa de la favorable disposición del entramado de piezas metálicas del forjado.

El núcleo presenta alveolos en sus redes principales para permitir el acceso de usuarios e instalaciones desde cada nivel de forjado. No obstante, la uniformidad en la disposición, tanto en planta como en alzado de estos alveolos, ha facilitado su dimensionamiento y construcción. Los dinteles que enmarcan estos alveolos tienen como misión fundamental asegurar el trabajo conjunto de los elementos en que los alveolos dividen al núcleo, sin que la rigidez del conjunto se vea afectada de un modo significativo. Esta disminución de rigidez ha sido estudiada de modo exhaustivo mediante un modelo de elementos finitos del núcleo, completado por el

análisis seccional que permite obtener los esfuerzos en los dinteles en la hipótesis de que las secciones se consideren indeformables.

La geometría definida para el núcleo por los condicionantes arquitectónicos y funcionales, si bien presenta una elevada rigidez, plantea también dificultades constructivas no desdeñables debidos a los quiebros y zonas angulosas en planta en las que se ha estudiado cuidadosamente la distribución de las armaduras tanto horizontales como verticales para no complicar las operaciones de hormigonado y permitir, en la medida de la posible, el empleo de módulos de armadura prefabricados a pie de obra. Así mismo, el mantenimiento por razones funcionales de la forma del núcleo a lo largo de toda la altura de la torre, da lugar a que en el tercio superior de la misma el consumo de hormigón y armadura sea excesivo, teniendo en cuenta la escasa contribución de estas zonas a la rigidez horizontal del conjunto.

7. CINTURÓN DE RIGIDEZ

Con el fin de aumentar la rigidez horizontal del edificio y mantener la deformabilidad del conjunto dentro de los límites admisibles (ver apartado 6.1), el trabajo del núcleo se complementa con el de algunos pilares próximos a él, que se conectan al mismo mediante un cinturón de rigidez. La colaboración de los pilares frente a los esfuerzos horizonta-

core and completed with the analysis of the sections, which shows the stresses on the lintels when the sections are considered unbendable.

The geometry defined for the core by architectural and functional factors presents a high stiffness level, but also shows significant constructive challenges due to the number of edges and angled areas in the plan view. The distribution of both horizontal and vertical reinforcements has been studied for these areas so as to facilitate the concreting operations and to allow, inasmuch as possible, the use at the site of prefabricated reinforcement modules. Additionally, the preservation, for functional reasons, of the shape of the core throughout the whole length of the tower means that the consumption of concrete and reinforcements in the top third of the tower is excessive, considering the small contribution of these areas to the horizontal stiffness of the assembly.

7. OUTRIGGER

In order to increase the horizontal stiffness of the building and maintain the deformation capacity of the assembly within admissible limits (see section 6.1), the core is complemented with some nearby pillars that are connected to it by means of an outrigger. The collaboration of the pillars against the horizontal wind loads by means of the slabs cannot be attained in this building because of their low stiffness and the almost hinged connection to both the supports and the core itself.

This outrigger has been located at the top of the building so as to interfere as little as possible with the layout of the facilities, even if it is not the best location as regards the structural behaviour of the assembly. The outrigger links six pillars to the core by means of a structure of 0.80 m thick radial cut-off walls that take up the space between levels N54 and N55. This serves to form a network of 5 m deep beams, whose flanges are the reinforced concrete slabs of the lift halls and the area of the floor between said supports and the core (Figure 15). Similarly, the layout of the outrigger at this top area is very favourable from the point of view of the execution of the structure because, unlike what happened during the con-

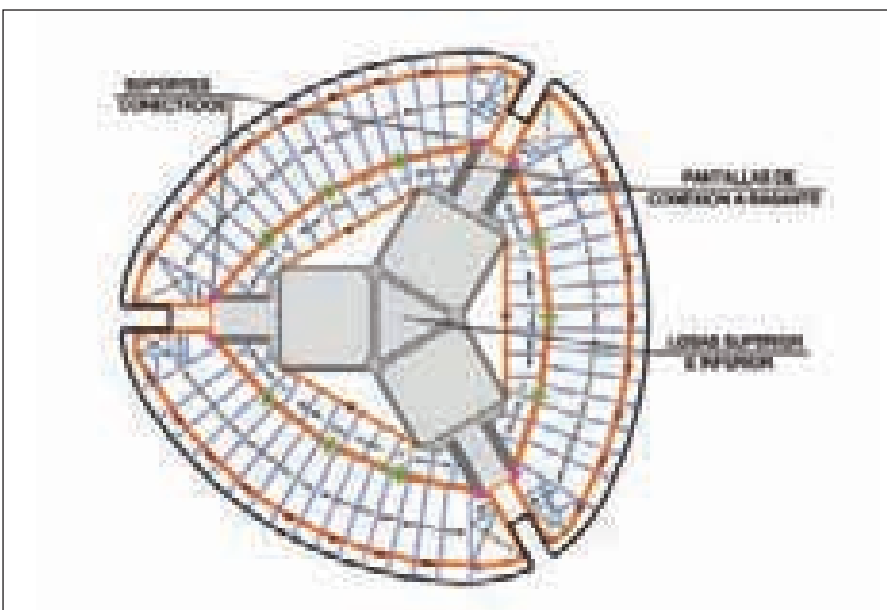


Figura 15. Cinturón de rigidez en la coronación del edificio.
Figure 15. Outrigger at the top of the building.

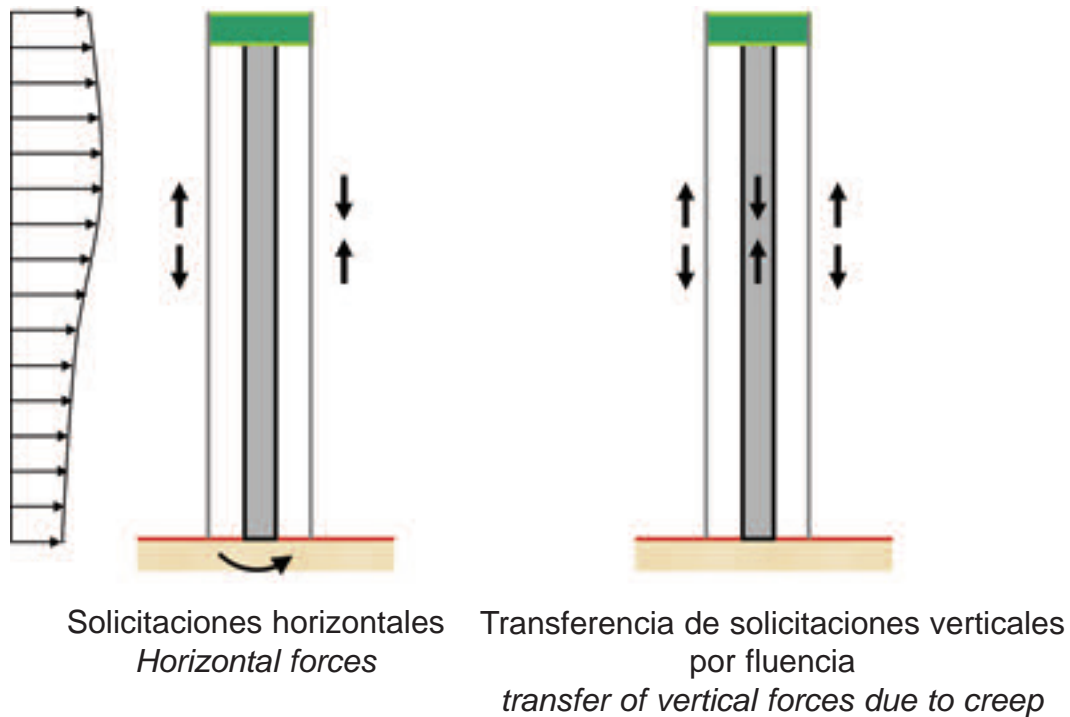


Figura 16. Comportamiento del cinturón de rigidez para acciones instantáneas y diferidas.
Figure 16 – Outrigger behaviour for instantaneous and long-term actions.

struction of a similar part in the Torre Espacio [2], in this case the execution of the outrigger did not interfere with the general and cyclical construction of the standard plants. Additionally, they were completed once the climbing formwork used for the construction of the core had been removed.

The outrigger is mainly designed to withstand the various stresses imposed by the wind, so its behaviour is basically symmetrical. However, from an analytical point of view it was necessary to study the long-term behaviour of this structure because, once the core and the supports were connected, the latter were 'suspended' due to the high delayed stiffness of the beam cut-off walls, and gravitational loads were transferred from the supports to the core. It was therefore necessary to make the outrigger slightly oversized (Figure 16). The analysis performed took into account the real temporary nature of the structure, as well as a reasonable frame of creep and shrinkage factors, which greatly define the stresses indicated. The presence of these stresses, together with the reduced value of the gravitational loads from the supports, led to significant tensile stresses on the parts. This had a strong bearing on their dimensioning and on the configuration of the details of the reinforcements in this complicated area with tight dimensions.

Despite all of this, both the cut-off walls and the slabs were prepared with conventional HA-30 concrete, thus avoiding the issues related to shipment and installation in a high-rise site that are associated to the high-strength concrete needed.

8. SLABS

8.1. Bottom floors of the tower

As with the supports, a distinction needs to be made in the case of the slabs between those below level N04 and those above it:

- Between levels S05 and N04, the structural typology used is a solid reinforced concrete slab

- Above level N05, the slabs are similar to those used in the top floors: composite slab supported on a structure that combines steel and composite beams

The slabs of the floors below grade have a depth of 35 cm and they join the complex structure of supports and voids, as well as the areas with high loads due to use by personnel or facilities, perfectly. As set out above, the spans in these floors are greater (up to 13.5 m) because the supports in the access areas have been eliminated.

les de viento a través de los forjados no se puede alcanzar en este edificio a causa de la escasa rigidez de los mismos y su conexión prácticamente articulada, tanto con los soportes como con el propio núcleo.

Dicho cinturón de rigidez se ha dispuesto en la coronación del edificio, a pesar de no ser el lugar óptimo de cara al funcionamiento estructural del conjunto, con el objetivo de interferir funcionalmente lo menos posible con la disposición de las instalaciones. Este cinturón une seis pilares con el núcleo mediante una estructura de pantallas radiales de 0,80 m de espesor, que ocupan el espacio comprendido entre los Niveles N54 y N55. Se constituye de este modo un entramado de vigas de 5 m de canto, cuyas cabezas son los forjados de hormigón armado de los vestíbulos de ascensores y la zona de la planta comprendida entre los soportes indicados y el núcleo (Figura 15). La disposición del cinturón de rigidez en esta zona superior ha sido igualmente muy favorable desde el punto de vista de la ejecución de la estructura, ya que, a diferencia de lo ocurrido durante la construcción de una pieza similar en el edificio Torre Espacio [2], en este caso la ejecución del cinturón no ha interferido con la secuencia general y cíclica de la ejecución de las plantas tipo, habiéndose podido llevar a cabo además una vez desmontada la autotropa utiliza-

da para la construcción del núcleo.

El cinturón de rigidez está diseñado fundamentalmente para resistir los esfuerzos de signo alterno determinados por el viento, teniendo por tanto un comportamiento básicamente simétrico. Sin embargo, desde el punto de vista analítico ha sido necesario estudiar con detalle el comportamiento a largo plazo de esta estructura, ya que, una vez conectados el núcleo y los soportes, se produce el “cuelgue” de éstos a causa de la considerable rigidez diferida de las pantallas del cinturón, transfiriéndose cargas gravitatorias desde los soportes hasta el núcleo y siendo necesario sobredimensionar el citado cinturón (Figura 16). El análisis llevado a cabo ha tenido en cuenta la temporalidad real de la construcción, así como una horquilla de valores razonables para los coeficientes de fluencia y retracción que determinan en gran medida las solicitaciones indicadas. La presencia de estos esfuerzos, unida al reducido valor de las cargas de origen gravitatorio propias de los soportes, ha dado lugar a esfuerzos de tracción significativos en las piezas, con consecuencias importantes no sólo en el dimensionamiento de las mismas sino también en la configuración de los detalles de las armaduras en esta zona comprometida y con dimensiones ajustadas. A pesar de todo ello, tanto las pantallas como los forjados han podido ser ejecutados con hormigón convencional HA-30, evitando los problemas de transporte y puesta en obra a gran altura, asociados a un hormigón de altas prestaciones que hubiera podido ser eventualmente necesario.

8. FORJADOS

8.1. Plantas inferiores de la torre

Del mismo modo que ocurre con los soportes, para los forjados de la torre también es preciso distinguir entre aquéllos que se sitúan por debajo del Nivel N04 y los que están por encima del mismo:

- entre el Nivel S05 y el N04, la tipología estructural utilizada es la de losa maciza de hormigón armado
- por encima del Nivel N05, los forjados son similares a los que se emple-

an en las plantas superiores: mixtos hormigón-acero con chapa plegada colaborante apoyada en un entramado que combina vigas metálicas y mixtas.

Los forjados de las plantas bajo rasante tienen un canto de 35 cm que se acopla perfectamente a la compleja disposición de soportes y huecos, así como a la presencia de zonas con cargas elevadas, por su uso público o de instalaciones. En estas plantas, como se ha visto más arriba, las luces son mayores (hasta 13,5 m) a causa de la eliminación de los soportes en las zonas de acceso.

Las plantas comprendidas entre los Niveles N01 y N04 también presentan una geometría compleja en particular a causa de las zonas de doble, triple o cuádruple altura, siendo por tanto más aptas para ser construidas como losas macizas de hormigón armado (Figura 17). En este caso el canto utilizado es de 34 cm para adaptarse a la geometría necesaria en las zonas perimetrales de la torre a causa del diseño de la fachada exterior. En zonas puntuales de luces mayores ha sido necesario descolgar vigas que no alteran, no obstante, ni las necesidades arquitectónicas ni los flujos de instalaciones previstos.

8.2. Plantas superiores de la torre

8.2.1. Esquema estructural

A partir del forjado N05 se comienza a utilizar la tipología básica que ha permitido una construcción ágil y rápida bien adaptada a las necesidades de la construcción en altura. Apoyándose en los perfiles metálicos de dimensiones moderadas que llevan embebidos los soportes, se disponen, sin necesidad de hormigonar éstos, las vigas y viguetas metálicas que constituyen el entramado del forjado. Además, de este modo se simplifica enormemente la ejecución de la conexión entre soportes y vigas metá-



Figura 17. Forjados de hormigón armado en las zonas de acceso.

Figure 17- Reinforced concrete slabs in the access areas.

The geometry of the floors between levels N01 and N04 is also complex, particularly because of the areas with two, three or four levels of clearance, so their construction as solid reinforced concrete slabs is more appropriate (Figure 17). In this case, the depth of the slabs is of 34 cm to adapt to the geometry needed in the perimeter areas of the tower because of the design of the outer façade. Dropped beams have been installed in certain areas with larger spans because they do not alter the architectural needs or the projected flows of facilities.

8.2. Top floors of the tower

8.2.1. Structural diagram

From slab N05 upwards, the basic typology allows construction to be quick and well adapted to the needs of high-rise construction. The steel beams and joists that form the structure of the slab are supported without any concreting on the moderately-sized steel profiles embedded in the supports. This also simplifies the connections between the

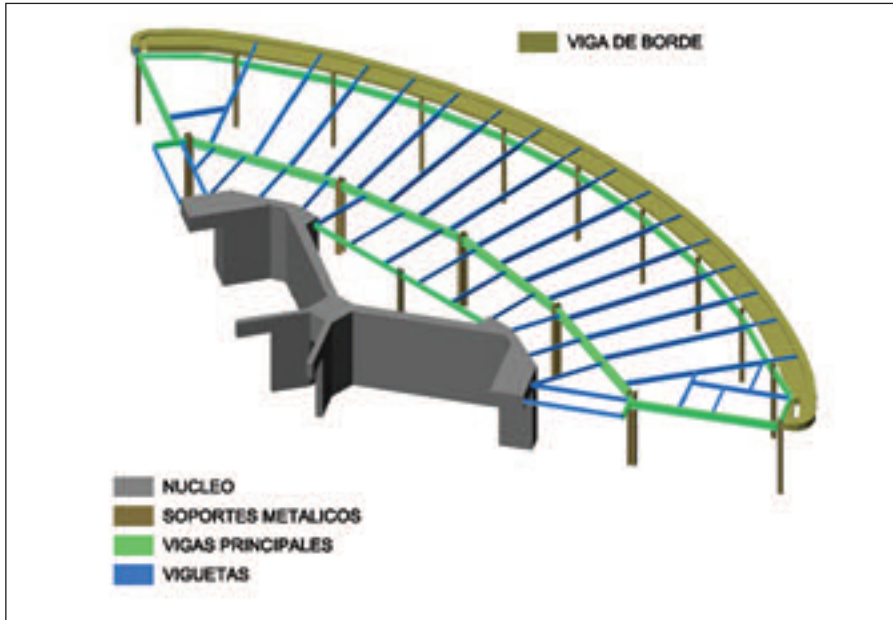


Figura 18. Esquema con la estructura metálica de las plantas tipo.
Figure 18. Diagram with the steel structure of standard floors.

steel beams and supports of the floor because they can be done with a conventional steel structure. This structural typology has been selected for the following reasons:

- Easy geometrical standardisation so as to benefit from the repetitive nature of the tower on a geometrical level
- Maximum industrialisation to minimise the work at the site under the uncertain conditions associated to high-rise construction. All potential delays in the execution of the works, which high-rise buildings are especially sensitive to, are thus minimised
- Simple execution of the fire protection measures under resistance condi-

tions that are similar to those of reinforced concrete structures

- Since it is a light solution, the use of cranes is minimised. This is an essential issue in high-rise projects; once the material has been shipped to the floors, it can be moved around with light cranes installed in the completed storeys
- Economic competitiveness against solutions with reinforced concrete because the structure has been designed with medium spans and conventional details that minimise the execution of welds at the site
- Elimination of the need for provisional shoring and formwork because the solution is freestanding

licas de planta, ya que se pueden resolver como usualmente se hace en una estructura metálica convencional. Esta tipología estructural se ha escogido por las siguientes razones:

- fácil sistematización geométrica que permite aprovechar las ventajas de la repetitividad geométrica de la torre
- máxima industrialización para minimizar los trabajos en obra en las inciertas condiciones asociadas al trabajo en altura, reduciéndose de este modo los posibles retrasos en el ciclo de ejecución de las plantas a los que una obra en altura es especialmente sensible
- sencilla ejecución de las medidas de protección ignífuga en condiciones de resistencia similares a las estructuras de hormigón armado
- al tratarse de una solución ligera, minimización del tiempo de empleo de grúas, aspecto esencial en una obra en altura; una vez transportado el material a las plantas, este se puede desplazar mediante grúas ligeras apoyadas en las plantas ejecutadas
- competitividad económica frente a soluciones en hormigón armado, al haberse diseñado una estructura con luces medias y detalles convencionales que minimizan la ejecución de soldaduras en obra
- eliminación de la necesidad de encofrados y apeos provisionales por tratarse de una solución autoportante
- mejora de las condiciones de trabajo al disponerse de la plataforma de la chapa plegada

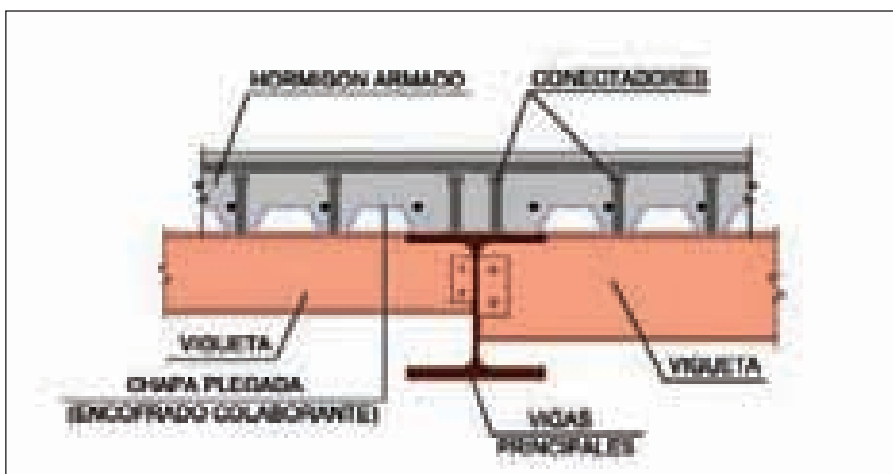


Figura 19. Sección tipo del forjado mixto.
Figure 19. Standard section view of the composite slab.

En primer lugar se disponen los tres anillos de vigas principales conectados a los soportes mediante apoyos simples atornillados. El anillo central, que recibe una gran parte de las cargas del forjado, está constituido por perfiles metálicos potentes (HEB-320 en las plantas tipo), conectados al forjado mixto mediante los oportunos conectores (Figuras 18 y 19). Con el fin de disminuir las dimensiones de este perfil se ha dispuesto en la viga mixta una continuidad parcial a través del soporte, fácilmente conseguible mediante la inserción en el forjado de 2 ó 3 barras de calibres 20 ó 25, compensadas con la parte necesaria del ala inferior conve-

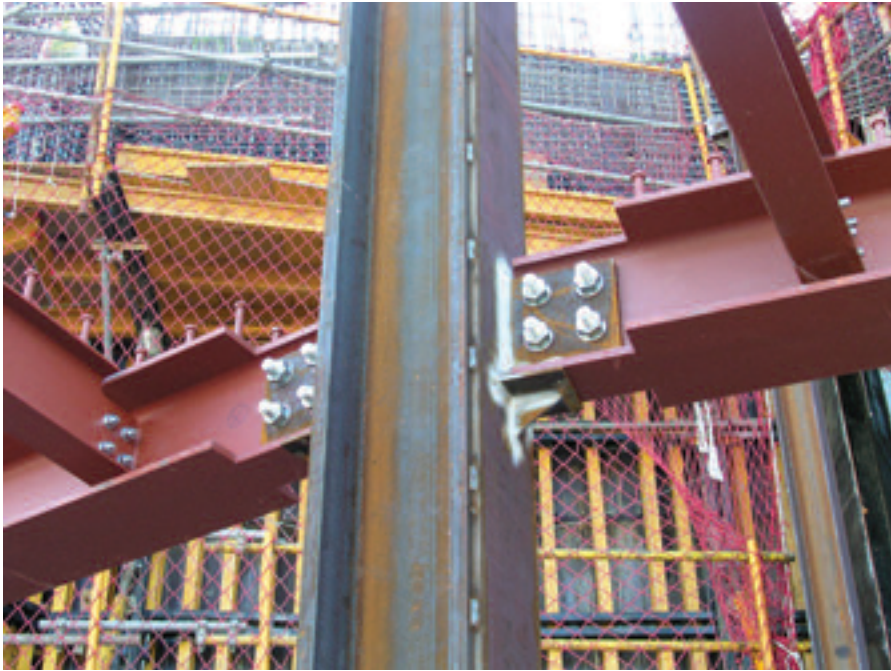


Figura 20. Unión atornillada de vigas principales con los soportes metálicos y embrochamiento de viguetas en vigas principales.

Figure 20 – Bolted joint of the main beams with steel supports and connection between the joists and the main beams.

nientemente soldada al casquillo de apoyo inferior. Para facilitar la intersección entre los soportes y las vigas principales, éstas llevan sus alas desmembradas al no existir continuidad de las piezas metálicas a través de los soportes (Figura 20).

El anillo exterior tiene dimensiones más moderadas a causa de su menor luz ($L = 4,5$ m), pudiendo materializarse mediante vigas metálicas simplemente apoyadas de menor entidad (IPE 330 en las plantas tipo), que permiten el paso sobre ellas de las viguetas radiales continuas de mayor luz, que hacen posible la ejecución sencilla del voladizo en el que se ubican las dos capas de la fachada y el pasillo de ventilación entre ellas (Figura 21). En el resto de los casos las viguetas son simplemente apoyadas, con uniones embrochadas atornilladas a las vigas mediante tornillos de calidad 8.8 trabajando a cortadura. Este es el caso también para la mayoría de las uniones entre piezas metálicas que se han ejecutado en la obra, reservándose las uniones soldadas a puntos muy localizados y escasamente comprometidos.

La mayor parte de las vigas y viguetas van provistas de conectores para asegurar su trabajo mixto con el forjado que sustentan y disminuir así las dimensiones de los perfiles metálicos. Por el contrario, además de las ya indicadas de la corona exterior, las vigas que se sitúan

en torno a las escaleras y los ascensores de emergencias no pueden contar con la colaboración del forjado a causa de la irregular disposición de los huecos necesarios.

El forjado mixto se diseñó utilizando chapas onduladas colaborantes del tipo Haircol 59 (ó similares), con una profundidad de valle de 6 cm y 12 cm de

– Improvement in the working conditions thanks to the steel sheeting

Firstly, three rings of main beams connected to the supports with simple screwed supports were put in place. The central ring, which has to withstand a large part of the loads from the slab, is formed by strong steel profiles (HEB 320 in standard plants). They are linked to the composite slab with appropriate connections (Figures 18 and 19). In order to reduce the dimensions of this profile, the composite beam has partial continuity through the support. This could be easily attained by inserting two or three 20 or 25 diameter bars, compensated with the necessary part of the lower flange, that is welded to the lower support neck. To facilitate the intersection between the supports and the main beams, the latter have their flanges cut because the steel parts through the supports have no continuity (Figure 20).

The outside ring is smaller because of its shorter span simply ($L = 4.5$ m). It was done with smaller supported steel beams (IPE 330 in standard floors) so that the continuous radial joists with greater spans could be placed on top. This facilitated the simple execution of the cantilever where the two skins of the façade and the ventilation gap between them are placed (Figure 21). In the rest



Figura 21. Viguetas principales de canto variable embrochadas en la viga principal central apoyadas en la viga principal exterior.

Figure 21. Main joists of variable beam depth connected to the main central beam and supported on the main external beam.



Figura 22. Montaje de la chapa plegada del forjado con el despiece adaptado a la geometría radial de la planta.

Figure 22. Erection of the steel sheeting of the slab with the parts adapted to the radial geometry of the floor plan.

of cases, the joists were simply supported, and their connections were screwed to the beams with 8.8 quality shear bolts. This is applicable to most of the joints between steel parts performed at the site. Welded joints were only used in specific and non-dangerous points.

Most of the beams and joists were fitted with connectors to ensure their composite work with the slabs they support. The dimensions of the steel profiles can thus be reduced. On the other hand, the beams around the staircases and emergency lifts, as well as the aforementioned beams of the top of the building, cannot rely on the slabs because of the irregular layout of the recesses needed.

The composite slabs were designed with steel sheeting of Haircol 59 (or similar) type, with a depth of 6 cm and an upper layer 12 cm thick. These values are necessary to provide insulation against fire (RF-180). The circular geometry of the slabs leads to a precise breakdown that combines plates with one span and plates with three spans. The thickness of the plates needed to be increased for the larger simple spans in the areas at the ends (Figure 22). This systematic and repetitive breakdown did not cause any problems during its execution at the site.

Once the steel sheeting was in place, the different types of reinforcements that are needed for the slab could then be installed:

- To provide fire resistance, at the bottom of the valleys

- To control the adverse effects of shrinkage, as a mesh

- To ensure continuity against hogging moments for the plates of more than one span and for the beams and joists that require it

- To obtain the necessary resistance against longitudinal shear in the connection

Afterwards, the concrete was pumped. Eleven types of floor plans can be distinguished in the project of the structure as a function of the combinations of geometries and permanent loads and live loads that appear in them. However, a similar typology was kept inasmuch as possible:

- The axes of the beams and joists are fixed in all the building

- The depth of the edge part does not vary so it does not have a bearing on the design of the façade

- In all cases, except in the slab of the swimming pool, the top part of the structure is 20 cm below the level of the floor

- Whenever necessary due to clearance, H profiles have been used despite their greater weight

capa de compresión. Estos valores son necesarios por razones de aislamiento frente al fuego (RF-180). La geometría circular de los forjados da lugar a un despiece preciso que combina chapas de 1 vano con chapas de 3 vanos, siendo necesario aumentar el espesor de la chapa para los vanos simples en las zonas extremas con mayor luz (Figura 22). Este despiece, muy sistemático y repetitivo, no ha planteado ningún problema durante su ejecución en la obra.

Una vez colocadas las chapas plegadas se pueden colocar las armaduras de los diversos tipos que son necesarios para el trabajo del forjado para después verter el hormigón mediante bombeo:

- para resistencia a fuego, en el fondo de los valles

- para controlar los efectos adversos de la retracción, en forma de mallazo

- para asegurar la continuidad frente a momentos negativos para las chapas de más de un vano y para las vigas o viguetas que lo precisen

- para obtener la resistencia necesaria frente a esfuerzos rasantes en la conexión.

En el proyecto de la estructura se distinguieron hasta 11 tipos de plantas según las combinaciones de geometrías y de cargas permanentes y sobrecargas que aparecen en ellas, pero se intentó mantener una tipología similar entre las mismas en todo lo posible:

- los ejes de las vigas y viguetas son fijos en todo el edificio

- el canto de la pieza de borde no varía, para no influir en el diseño de la fachada

- en todos los casos, excepto en el forjado de la piscina, el nivel superior de la estructura está 20 cm por debajo del nivel de planta

- en las zonas en las que las necesidades de gálibo lo imponían se han utilizado perfiles en H a pesar de su mayor peso.

8.2.2. Montaje

En el proyecto se previó que todas estas operaciones de montaje pudieran llevarse a cabo sin necesidad de que los soportes de hasta 6 plantas por debajo

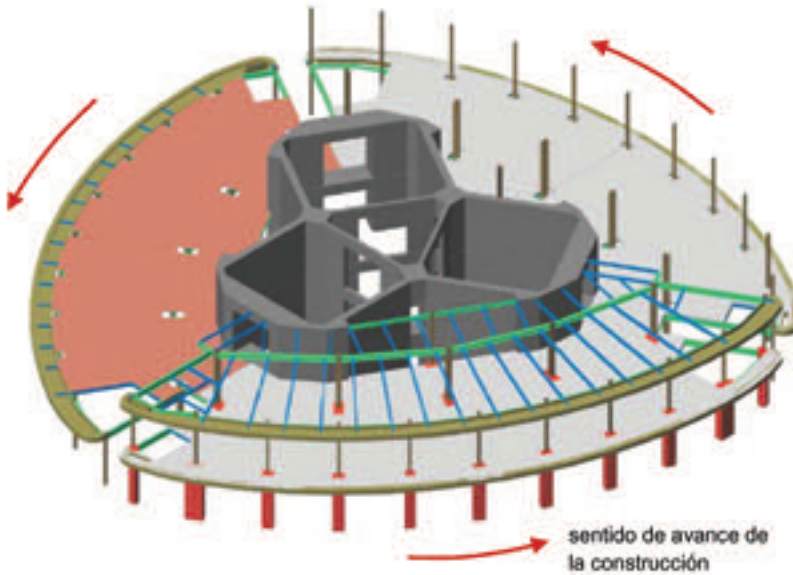


Figura 23. Montaje secuencial de los diferentes componentes de la estructura de los forjados que permite independizar la construcción de la estructura metálica y el vertido del hormigón
Figure 23. Sequential erection of the various components of the slab structure that allows the construction of the steel structure and the concreting to be done independently.

8.2.2. Erection

During the project, all the erection was designed in such a way that the concrete of supports up to six storeys below the one under construction did not need to be poured. Regardless of the concreting of the slab, the reinforcement packages of the supports could be put in place from the top floors. These were complemented with crack control reinforcements and continuity stirrups from the bottom floors. Finally, several necks placed around the support within the slab allowed both elements to be concreted independently, rendering any other type of device useless whenever the concrete grades in the support and the slab were different. This projected layout meant that the work on the steel and concrete structure could be less strict. The erection therefore became more flexible against unforeseen circumstances because, apart from allow-

de la que se está montando estuvieran hormigonados. Con independencia del hormigonado del forjado se podían colocar, enhebrándolas desde las plantas superiores, los paquetes de armadura de los soportes, que se complementan mediante armaduras de piel y cercos de continuidad desde las plantas inferiores. Por último, unos collarines dispuestos alrededor del soporte en el ámbito del forjado, permitían el hormigonado independiente de ambos elementos, haciendo además innecesarios ningún tipo de dispositivos especiales en los casos en los que el soporte y el forjado tienen hormigones de calidades diferentes. Esta disposición prevista en el proyecto permitía liberar los tajos de la estructura metálica y de hormigón, flexibilizando la ejecución frente a circunstancias no previstas en alguno de ellos, ya que además de permitir el montaje de seis plantas de estructura metálica, el dimensionamiento de los perfiles metálicos de los soportes era suficiente para poder hormigonar los forjados de tres de ellas sin necesidad de hormigonar los soportes (Figura 23).

A pesar de estas ventajas, la empresa constructora prefirió no utilizar este procedimiento de montaje, sustituyéndolo por uno tradicional en el que cada soporte se hormigonaba con antelación a la colocación de la chapa del forjado superior. La razón fundamental de este cambio estribaba en la dificultad asociada al des-



Figura 24. Vista general de la obra en una de las plantas tipo en la que se muestra la superposición de las actividades de construcción del núcleo mediante autotropa y de la estructura metálica de la planta.

Figure 24. General view of the site in one of the standard floors, showing the overlapping of the core construction activities by means of a self-climbing formwork and of the steel structure of the floor

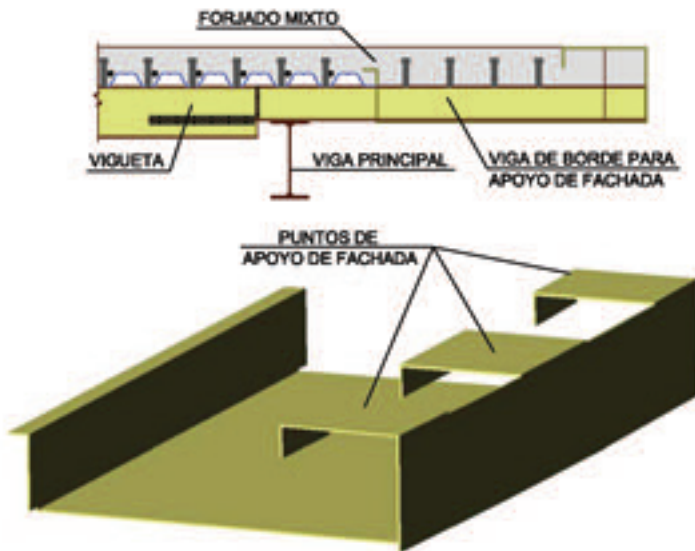


Figura 25. Esquema de la viga de borde para remate del forjado y apoyo de la fachada (izqda.) y pieza colocada e obra (dcha.).
Figure 25. Diagram of the edge beam for the finish the slab and support the façade (left) and part in place at the site (right).

ing six floors of steel structure to be built, the dimensioning of the steel profiles of the supports was enough to allow the concreting of the slabs in three of them without having to concrete the supports (Figure 23).

Despite these advantages, the construction company opted against this erection procedure and replaced it with a traditional system whereby each support was concreted before the top plate of the slab was in place. The main reason for this change lay in the difficulty associated to the transport of the formwork of the supports from the lower storeys to the top ones, because, once completed, the slabs would firstly have to be transported to the façade and then lifted by the tower cranes. The good scheduling of the various tasks developed by the construction company made the flexibility margin provided by the projected structural approach unnecessary, since at no point was the limit of six working days needed for the complete construction of a standard floor exceeded [9] (Figure 24).

8.2.3. Interaction with the façade

In the curved outer perimeter of the slab it is necessary to install a stiffener to avoid the tapping of the joists and the irregularity of the sections between

them and to solve the finish of the composite slab in different directions. A special and partly prefabricated piece was installed combining this structural need with the architectural need of having a strong concrete element to anchor the systems that make up the outer and inner façades. This part is a cross between a structural element and a façade element, and it solves the needs of both systems in a coordinated and suitable manner.

The part in question is formed by a steel caisson with a 0.34 m side. It is supported on the radial joists and acts as composite formwork of the concrete, which is poured at the same time as the rest of the slab. In order to reduce the amount of steel used, the stiffeners needed to maintain the shape of the lower plate during the concreting have been reused as connectors in the composite stage. Similarly, all the auxiliary plates needed to facilitate the setting out and anchoring of the skids and the rest of the façade elements have been laid out on the caisson (Figure 25).

8.2.4. Special Areas

Above level N04 there are some special areas that have been projected in reinforced concrete. Amongst these it is important to note the balcony areas in

plazamiento de los encofrados de los soportes desde las plantas inferiores a las superiores, ya que una vez ejecutado el forjado hubiera sido necesario transportarlos en primer lugar hasta la fachada para poder ser izados entonces por las grúas torre. La buena programación de las diferentes tareas en obra desarrollada por la empresa constructora, ha hecho innecesario en cualquier caso aprovecharse del margen de flexibilidad que permitía el planteamiento estructural previsto, ya que en ningún caso se han superado los seis días laborables para la ejecución completa de una planta tipo [9] (Figura 24).

8.2.3. Interacción con la fachada

En el perímetro curvo exterior del forjado es preciso disponer un elemento rigidizador que evite el tleco de las vigüetas y la irregularidad de los tramos entre ellas, además de resolver el remate del forjado mixto de chapa plegada en direcciones variables. Combinando esta necesidad estructural con la necesidad arquitectónica de disponer de un elemento potente en hormigón que permitiera anclar los sistemas que constituyen las capas de las fachadas exterior e interior, se ha dispuesto una pieza mixta especial y parcialmente prefabricada, que se encuentra a medio camino entre un elemento estructural y uno de facha-



Figura 26. Montaje de las vigas metálicas para el cubrimiento del salón de convenciones.
Figure 26. Erection of the steel beams to cover the convention centre.

da, resolviendo de un modo coordinado y ajustado las necesidades de ambos sistemas.

La pieza en cuestión está formada por un cajón metálico de 0,34 m de canto, que se apoya en las viguetas radiales y actúa como encofrado colaborante del hormigón, que se vierte a la vez que el resto del forjado. Con el fin de reducir el empleo de acero, los rigidizadores necesarios para mantener la forma de la chapa inferior durante el hormigonado se han reutilizado como conectadores en la fase mixta. Igualmente, se han dispuesto en la pieza cajón todas las chapas auxiliares necesarias para facilitar el trabajo de replanteo y fijación de los patines y demás elementos de la fachada (Figura 25).

8.2.4. Zonas especiales

Por encima del Nivel 04 existen algunas zonas especiales que se han proyectado en hormigón armado. Dentro de ellas es necesario destacar las zonas de balcón en el perímetro del edificio en aquellas plantas con grandes huecos necesarios para definir espacios de doble altura entre el perímetro del edificio y su núcleo. En todos estos casos se han utilizado, para unificar la solución de agarre de la fachada, encofrados metálicos no colaborantes que necesitan ser apeados durante el vertido y fraguado del hormigón. Igualmente, las plantas ubicadas por encima del Nivel 53, singulares por su geometría y distribución de cargas, se han ejecutado como losas de hormigón armado del mismo modo

que las plantas en la zona de accesos a la torre.

8.3. Aparcamiento

Los forjados de aparcamiento se han dimensionado como losas macizas de hormigón armado. Esta solución se adapta perfectamente a la irregularidad de las tramas arquitectónicas previstas, siendo necesario únicamente aumentar el canto de los 28 cm de las zonas tipo a 35 cm en algunas zonas singulares por sus mayores crujiás.

Los puntos singulares de los forjados de aparcamiento son los siguientes:

- las zonas isostáticas dispuestas en la zona próxima a la torre
- el forjado de la planta N00 por sus elevadas cargas y la eliminación de soportes en la cobertura de la sala de convenciones.

Con el fin de poder absorber los asientos diferenciales entre la gran losa de cimentación de la torre y las zapatas de los soportes del aparcamiento más próximos a ella, se han dispuesto unos tramos de forjado con sustentación isostática. Estos tramos se ubican entre la última crujiá del aparcamiento y la primera de torre, disponiéndose pasadores que, permitiendo la formación de rotulas, hacen posible la transmisión tanto de las cargas gravitatorias (verticales) como de los empujes del terreno (horizontales). Los elevados valores de las

the perimeter of the floors with large openings that are needed to define double-clearance spaces between the perimeter of the building and its core. Non composite steel formwork has been used in all these cases to join the anchoring solution of the façade. This formwork needs to be shored during the pouring and setting of the concrete. Similarly, floors located above level 53 are unique because of their geometry and load distribution, and they have been built as reinforced concrete slabs in the same way as the floors in the tower access area.

8.3. Car park

The slabs of the car park have been dimensioned as solid reinforced concrete slabs. This solution adapts perfectly to the irregularities of the projected architectural structures. Thus, the only change has been the increase in their depth from the 28 cm of the standard areas to 35 cm at some points due to their greater spans.

The special points of the car park slabs are the following:

- Isostatic areas near the tower
- The slab of level N00, due to its high loads and the elimination of supports in the roof of the convention centre

Sections of slabs with simply supported have been built to absorb the differential settling between the large foundation mat of the tower and the footings of



Figura 27. Estructura de forjados de hormigón armado en las plantas bajo rasante y vigas metálicas del salón de convenciones.

Figure 27 – Structure of concrete slabs in floors below grade and steel beams of the convention centre.

the car park supports closest to it. These sections are located between the last span of the car park and the first one of the tower. Dowels have been installed to allow the formation of hinges while at the same time transmitting both gravitational loads (vertical) and earth loads (horizontal). The high values of the loads and the greater number of recesses make these areas sensitive points in the slabs of levels S01 and N00.

Additionally, the slab of level N00 is a special slab because of the high load levels for which it is dimensioned:

- Vehicles of the fire brigade
- Those needed for the development of the square, including the necessary sloping for the storm sewer system

Additionally, the presence of a double height convention centre in level S02 means that all the pillars in its surface have to be eliminated. The resulting 29 m spans are solved with strong composite beams with 1.40 m deep steel parts that are connected to the 0.35 m-deep top reinforced concrete slab. The slab in this area is shored so as not to hinder the dimensions of the steel elements, which are already strict due to the architectural needs (Figures 26 and 27).

The difference in stiffness between these large special spans and the stan-

dard 7.25 m spans again called for the construction of an isostatic area that eliminates the high hogging bending moments that would otherwise appear in the transition areas.

9. INTERNAL STRUCTURE OF THE CORE

The lift halls and the rest of the internal areas of the core were projected in reinforced concrete because their construction would be carried out at the same time, albeit with a slightly different sequence, as the construction of the core by means of the climbing formwork.

In order to build the large isostatic spans (approximately 8 m), there are 50 cm deep beams that support solid conventional slabs. The deformability of these beams and slabs is highly conditioned by the actuation of the lift door opening mechanisms. The dimensions of these beams must be increased in the special floors that support the pits or engine rooms of the lifts and the various wells within the building.

In levels N54 and N55, this type of structure also forms part of the aforementioned outrigger, acting as flanges of its beams. Therefore, in these floors the dimensioning was subject to stricter requirements.

cargas y la mayor presencia de huecos hacen de estas zonas puntos especialmente sensibles en los forjados de los Niveles S01 y N00.

El forjado del Nivel N00 es, por otro lado, un forjado especial por el muy alto valor de las cargas para las que debe ser dimensionado:

- los vehículos de bomberos
- las necesarias a causa de la urbanización de la plaza, incluyendo el pendiente necesario para la evacuación del agua de lluvia.

Además, la presencia de un salón de convenciones de doble altura en el Nivel S02 hace necesaria la eliminación de pilares en toda su superficie. Como resultado aparecen unas crujías de 29 m que son resueltas mediante potentes vigas mixtas con piezas metálicas de 1,40 m de canto, conectadas a la losa de hormigón armado superior de 0,35 m de espesor. El forjado de esta zona se ha ejecutado apeado, para no penalizar excesivamente las dimensiones de los elementos metálicos, estrictas de por sí a causa de las necesidades arquitectónicas (Figuras 26 y 27).

La diferencia de rigidez entre estas grandes crujías especiales y las tipo de 7,25 m, hace necesaria la ejecución, de nuevo, de una zona isostática que elimine los elevados momentos flectores negativos que de otro modo aparecerían en las zonas de transición.

9. ESTRUCTURA INTERIOR AL NÚCLEO

Los vestíbulos de ascensores y el resto de las zonas interiores al núcleo, se proyectaron en hormigón armado ya que su construcción se iba a llevar a cabo de modo simultáneo, aunque ligeramente desfasado, al avance de la construcción del núcleo mediante autotropa.

Para salvar las grandes luces isostáticas que aparecen (del orden de 8 m) se disponen vigas de 50 cm de canto entre las que se sitúan losas macizas convencionales. Estas vigas y losas, muy condicionadas en su deformabilidad por la incidencia de los mecanismos de apertura de las puertas de los ascensores, deben crecer en las plantas especiales que so-

portan los fosos o salas de máquinas de los ascensores, y los diferentes aljibes de los que consta el edificio.

Este tipo de estructuras forma parte también en los Niveles N54 y N55 del cinturón de rigidez del núcleo descrito previamente, actuando como cabezas de las vigas que lo conforman. En estas plantas, por tanto, el dimensionamiento de los mismos estuvo sometido a exigencias mucho más elevadas.

Al haberse construido completamente disociadas de la estructura del núcleo, hubiera existido la posibilidad, quizá más favorable, de haber empleado en lugar de la solución descrita, una solución similar a la empleada en los forjados a base de vigas mixtas conectadas a un forjado de chapa plegada.

10. ESCALERAS

Del mismo modo que para los soportes y los forjados, es preciso distinguir aquí también entre los elementos situados por encima y por debajo del Nivel N05. En todas las zonas la estructura de la escalera viene muy condicionada por la ajustada forma en planta disponible, con tres tiros dispuestos en los lados de un triángulo isósceles con un ángulo agudo muy marcado.

En las zonas inferiores y acorde con la tipología del forjado, la escalera se proyectó como una losa de hormigón armado. A causa de la diferencia de espesores de pavimento entre la escalera y el resto de la planta, aparece un salto importante entre los Niveles de forjado en la zona de descansillo. Este salto aconseja la desconexión estructural entre forjados y escaleras, apoyándose ésta únicamente en los 3 soportes que la enmarcan, siendo necesario resolver los tramos de casi 6 m de luz con losas de 0,18 m de canto para respetar las estrictas condiciones de gálibo definidas por las condiciones de cabezada.

En las plantas superiores esta estructura se sustituye por un conjunto de placas prefabricadas de hormigón armado que se apoyan unas en otras, además de hacerlo en una estructura de vigas metálicas situadas en el plano del forjado, complementada por unas ménsulas que se sueldan a los soportes me-

tálicos a la altura de los descansillos intermedios, similar a la de la planta. La compleja geometría arquitectónica de la escalera da lugar a un despiece igualmente complejo de las placas que consigue, no obstante, respetar los requisitos de mínima interferencia con la construcción estándar del forjado y mínima ocupación del espacio funcional. Dado lo estricto de las dimensiones del espesor de las placas prefabricadas (0,18 m), compatible con la geometría del forjado mixto de la planta y con unos pesos que permitieran su montaje, pareció aconsejable realizar una prueba de carga de las mismas con el objetivo de verificar la capacidad portante de las apoyos a media madera entre tramos consecutivos de escalera. Los resultados de este ensayo, llevado a cabo en la propia obra, dieron resultados satisfactorios para los niveles de carga esperables en la estructura. Estas piezas han sido los únicos elementos de hormigón prefabricados en toda la obra.

Completan el conjunto de las escaleras de la torre dos escaleras especiales de caracol situadas entre los niveles S01 y N00. Con el fin de realzar su aspecto en esta zona especial de accesos del edificio, se han proyectado como elementos volados sin ningún tipo de apeo en su eje, y conectados únicamente en los forjados de arranque y desembarco. Las losas de hormigón armado empleadas tienen un canto medio de 0,28 m.

11. ESTABILIDAD FRENTE AL FUEGO

La resistencia frente al fuego de la estructura queda garantizada por las siguientes medidas, muy diferentes según se trate de zonas de hormigón armado o mixtas:

– En los elementos de hormigón armado se disponen los oportunos recubrimientos mecánicos para la armadura, que en la mayor parte de los casos no son determinantes frente a los necesarios por durabilidad a pesar del elevado valor de la estabilidad al fuego necesaria (RF-180). Un caso excepcional son los elementos prefabricados empleados en la escalera de evacuación, en la que tanto el espesor necesario por motivos estructurales como el recubrimiento de-

Since they have been built separate from the structure of the core, it might have been more favourable to use a similar solution to the one used in the slabs with composite beams connected to a composite slab instead of the one applied finally.

10. STAIRCASES

As in the case of the supports and the slabs, it is important to distinguish between elements located above and below level N05. In all the areas, the structure of the staircase is conditioned by the tight shape of the floor plan, with three troughs on the sides of an isosceles triangle with a very small acute angle.

In lower areas, in accordance with the typology of the slab, the staircase was projected as a reinforced concrete slab. The difference in paving thickness between the staircase and the rest of the floor causes a large difference between the slab levels in the landing area. Because of this difference, the structure of the slabs and staircases should be separated; the staircases should be supported only on the three supports around it. The sections with spans of almost 6 metres in length have to be built with 0.18 m deep slabs to respect the strict clearance requirements defined by the conditions of headroom.

In the top floors, this structure is replaced by a set of reinforced concrete prefabricated plates that are supported on each other and on a structure of steel beams on the plane of the slab. This, in turn, is complemented by a set of cantilevers welded to the steel supports in the intermediate halls, similar to the structure of the floor. The complex architectural geometry of the staircase provides a similarly complex breakdown of the plates, which nevertheless manages to respect the requirements of minimum interference with the standard slab construction and minimum use of the functional space. The strict dimensions of the prefabricated plates (0.18 m) are compatible with the geometry of the composite slab of the floor and their weights allow their assembly, so it seemed reasonable to carry out a load test so as to verify the load-bearing capacity of the shiplap lumber supports between consecutive sections of the staircases. The results of this on-site test



Figura 28. Vista inferior de un forjado tipo antes y después de aplicar la protección ignífuga a las vigas y viguetas.
Figure 28. Bottom view of a standard slab before and after the application of the fire protection on the beams and joists.

were satisfactory for the projected load levels of the structure. These parts have been the only prefabricated concrete elements of the whole project.

The staircase assembly is completed with two special spiral staircases between levels S01 and N00. These have been projected as suspended elements with no shoring in the axes and with connection only to the top and bottom landing slabs so as to highlight the appearance of this area with special access to the building. The reinforced concrete slabs used have an average depth of 0.28 m.

11. FIRE STABILITY

The fire stability of the structure is guaranteed by the following measures. These are different depending on whether the structures are made in reinforced concrete or composite:

- The reinforced concrete elements have appropriate mechanical coating for the reinforcement. Most of these are not vital in view of the ones needed for durability despite the high fire stability required (RF-180). The prefabricated elements used in the emergency staircase are an exception because both the values that apply for the thickness needed for structural reasons and the coating for the long-term behaviour are very strict

- The steel elements of the supports are adequately protected by the concrete where they are embedded

- The steel beams and joists of the slabs are covered with projected fire-proof pneumatic mortar (Figure 28)

- The composite slab does not need protection because a supplementary light reinforcement has been applied in the valleys. This compensates for the loss of composition under the exceptional conditions of a fire

The steel structure used in the mechanical areas located at the top of the building are a special element. A special study was developed for this structure that takes into account the real layout of the machinery, the real fire loads and the special ventilation conditions because of its status as an open air space. This study showed that there is no need for projected fire protection, which would have made the execution of the tramex platforms that are directly supported on the steel structure more complicated.

PARTICIPANTS

- Project management: Vallehermoso D. G. T. (Segundo Rodríguez García, Pedro Molina Abad (†), Juan Luis de Miguel Fuente).

- Architecture: R&A-S, Madrid (Carlos Rubio Carvajal, Enrique Álvarez-Sala Walther, Juan José Mateos Fernández).

- Facilities: Aguilera Ingenieros, Úrculo Ingenieros.

- Wind engineering: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada (Nick Isyumov).

- Structure: MC-2, Estudio de Ingeniería (Ángel Vidal Vacas, Jorge Santamaría Cases, Luca Ceriani, Ramón Campoamor Gómez, Álvaro Serrano Corral, Miguel Gómez Navarro, Julio Martínez Calzón).

bido al comportamiento a largo plazo presenta valores muy estrictos.

- Los elementos metálicos de los soportes quedan oportunamente protegidos por el hormigón en el que quedan embebidos

- Las vigas y viguetas metálicas de los forjados se recubren con mortero ignífugo proyectado (Figura 28)

- La chapa plegada colaborante del forjado no necesita protección al haberse dispuesto una armadura suplementaria ligera en los valles, que compensan la pérdida de colaboración de aquella en la situación excepcional de incendio.

Como elemento singular, es preciso señalar la estructura metálica dispuesta en las zonas mecánicas ubicadas en la coronación del edificio, en las que se ha realizado un estudio particular que tiene en cuenta la disposición real de las máquinas, las cargas de fuego realmente existentes y las condiciones de ventilación especiales por tratarse de un espacio abierto a la atmósfera. Este estudio ha permitido eliminar la necesidad de disponer una protección ignífuga proyectada que hubiera complicado enormemente la ejecución de las plataformas de tramex que se apoyan directamente en la estructura metálica.

INTERVINIENTES

- Dirección de proyecto: Vallehermoso D. G. T. (Segundo Rodríguez García, Pedro Molina Abad (†), Juan Luis de Miguel Fuente)

– Arquitectura: R&A-S, Madrid (Carlos Rubio Carvajal, Enrique Álvarez-Sala Walther, Juan José Mateos Fernández).

– Instalaciones: Aguilera Ingenieros, Úrculo Ingenieros.

– Ingeniería de viento: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada (Nick Isyumov).

– Estructura: MC-2, Estudio de Ingeniería (Ángel Vidal Vacas, Jorge Santamaría Cases, Luca Ceriani, Ramón Campoamor Gómez, Álvaro Serrano Corral, Miguel Gómez Navarro, Julio Martínez Calzón).

MATERIALES Y MAGNITUDES FUNDAMENTALES

– Superficie edificada en torre: 14.425 m² bajo rasante, 75.240 m² sobre rasante

– Superficie edificada en aparcamiento: 38.075 m²

– Hormigón HA-30 en forjados de losa maciza: 11.669 m³

– Armadura pasiva B-500 S en forjados de losa maciza: 2.285 t

– Hormigón HA-30 en forjados mixtos sobre chapa plegada: 9.810 m³

– Armadura pasiva B-500 S en forjados mixtos sobre chapa plegada: 480 t

– Estructura metálica S 275 JR en forjados mixtos sobre chapa plegada: 2.228 t

– Chapa plegada colaborante Fe E320G en forjados mixtos: 53.735 m²

– Hormigón en soportes de torre: HA-70, 3.703 m³; HA-45, 1.264 m³; HA-30, 2.202 m³

– Armadura en soportes de torre: 2.137 t (298 kg/m³)

– Acero S 355 J2 G3 en soportes de torre: 1.132 t

– Hormigón en el núcleo: HA-45, 9.320 m³; HA-30, 2.830 m³

– Armadura B-500 S en el núcleo: 3.787 t (312 kg/m³)

– Acero de pretensar Y 1860 S7 en la losa de cimentación: 152 t

– Masa total de la estructura: 110.136 t (Incluyendo parte cuasipermanente de sobrecargas)

– Carga total máxima transmitida a la cimentación: 1.363.000 kN (valor característico)

– Esfuerzos máximos debidos al viento, valores característicos en el nivel de Planta Baja: M_x, flexión de eje este-oeste, 4,31·10⁶ kNm, M_y, flexión de eje norte-sur, 2,99·10⁶ kNm, M_z, torsión de eje vertical, 4,47 10⁴ 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: 21 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: 0,2 10⁻³ rad/s.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Rubio Carvajal, C., Álvarez-Sala Walther, E., "Proyecto arquitectónico del edificio Torre Sacyr-Vallehermoso en Madrid", Hormigón y Acero, n° 249, julio-septiembre 2008.

[2] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., "La estructura del edificio Torre Espacio en Madrid", Hormigón y acero, 2008.

[3] Dcret, J.-M. and Lebet, J.-P., Behaviour of Composite Bridges during Construction, Structural Engineering International, Vol. 9, No. 4, pp. 212-218, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 1998.

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

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

MATERIALS AND MAIN MAGNITUDES

– Constructed surface in the tower: 14,425 m² below grade, 75,240 m² above grade

– Constructed surface in car park: 38,075 m²

– HA-30 concrete in solid slabs: 11,669 m³

– B-500 S passive reinforcement in solid slabs: 2,285 t

– HA-30 concrete in composite slabs: 9,810 m³

– B-500 S passive reinforcement in composite slabs: 480 t

– S 275 JR steel in composite slabs: 2,228 t

– Fe E320G composite brake-formed plate in mixed slabs: 53,735 m²

– Concrete in tower supports: HA-70, 3,703 m³; HA-45, 1,264 m³; HA-30, 2,202 m³

– Reinforcements in tower supports: 2,137 t (298 kg/m³)

– S 355 J2 G3 steel in tower supports: 1,132 t

– Concrete in the core: HA-45, 9,320 m³; HA-30, 2,830 m³

– B-500 S reinforcement in the core: 3787 t (312 kg/m³)

– Y 1860 S7 prestressing steel in the foundation mat: 152 t

– Total mass of the structure: 110,136 t (including almost permanent portion of overloads)

– Total load transmitted to the foundations: 1,363,000 kN (characteristic value)

– Maximum stresses due to wind, characteristic values at ground floor level: M_x, east-west axis bending, 4,31·10⁶ kNm, M_y, north-south axis bending, 2,99·10⁶ kNm, M_z, torsion of the vertical axis, 4,47 10⁴ kNm, for a T return period of 100 years and a damping equal to 2% of the critical level

– Maximum acceleration in the last transitable floor with a T return period of 10 years and a damping equal to 2% of the critical level: 21 mg

– Maximum angular speed in the last transitable floor with a T return period of 10 years and a damping equal to 2% of the critical level: 0.2 10⁻³ rad/s

9. REFERENCES

- [1] Rubio Carvajal, C., Álvarez-Sala Walther, E., "Proyecto arquitectónico del edificio Torre Sacyr-Vallehermoso en Madrid", *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.
- [3] Ducret, J.-M. and Lebet, J.-P., *Behaviour of Composite Bridges during Construction, Structural Engineering International*, Vol. 9, No. 4, pp. 212-218, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 1998.
- [4] NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación", Ministerio de Fomento, Madrid, 2002.
- [5] American Society of Civil Engineers, ASCE, "Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures", ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 67, Virginia, 1999.
- [6] Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", *Proceedings of the 10th International Conference on Wind Engineering, ICWE, Copenhagen, Denmark, 1999.*
- [7] Inculet, D. R., Gómez Navarro, M., Isyumov, N. "The effect of an open double facade on structural and cladding wind loads", *Proceedings of the 12th International Conference on Wind Engineering, ICWE, Cairns, Australia, 2007.*
- [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] Sánchez Fernández R., Rodríguez Ortiz, F. J., "La ejecución de la estructura de la Torre Sacyr-Vallehermoso", *Hormigón y Acero*, nº 249, julio-septiembre 2008.
- [6] Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", *Actas de la 10ª Conferencia Internacional sobre Ingeniería eólica, ICWE, Copenhague, Dinamarca, Australia, 1999.*
- [7] Inculet, D. R., Gómez Navarro, M., Isyumov, N. "The effect of an open double facade on structural and cladding wind loads", *Actas de la 12ª Conferencia Internacional sobre Ingeniería eólica, ICWE, Cairns, Australia, 2007.*
- [8] Isyumov, N., "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", *5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam, Holanda, Mayo 1995.*
- [9] Sánchez Fernández, R., Rodríguez Ortiz, F. J., "La ejecución de la estructura de la Torre Sacyr-Vallehermoso", *Hormigón y acero* nº 249, 2008.