

Torre Espacio. La estructura del edificio

Torre Espacio. Building structure

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

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

RESUMEN

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

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

ABSTRACT

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

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

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

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



Figura 1. Vista general del modelo digital del edificio Torre Espacio
 .Figure 1. General view of the Torre Espacio building's digital model

1. GENERAL

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

1. CONSIDERACIONES GENERALES

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

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

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

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

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

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

- Lugar y situación de la obra en un enclave urbano de gran incidencia y notoriedad;
- Calidad e imagen del edificio en relación a la ciudad y el prestigio de sus promotores;
- Relaciones complejas con el entorno, en cuanto a conexiones y procesos de su realización en el ámbito urbanístico y en la propia vinculación de la Torre con el complejo de aparcamientos al que se anexa y liga;
- Acciones diversas del edificio sobre el medio y en particular con las zonas de acceso al nivel de la rasante con la ciudad;
- Temporalidad del desarrollo del proyecto, su proceso de ejecución y su inserción en el entorno y especialmente con el viario próximo.

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

- La normativa urbanística, funcional y estructural, más o menos definida en relación a los edificios de gran altura, pero en cualquier caso vinculadas a los criterios de buena práctica de estas construcciones: durabilidad, conservación, control, gestión, etc.;
- Limitaciones deformativo-resistentes, normativamente no muy precisas, pero sí relativamente vinculadas a una literatura técnica especializada que señala circunstancias adecuadas a considerar;
- Circunstancias relativas a la interacción con diferentes campos y funciones con los que se relaciona el edificio: geotécnicas; instalaciones; acabados, especialmente en sus aspectos de fachadas y pavimentos;
- Consideraciones de carácter especial en relación a circunstancias excepcionales de: accidente, explosión, vandalismo, acciones terroristas, imprevistos, etc., que cada vez, y muy especialmente desde el 11-S-2001, se están recrudeciendo;

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

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

2. PLANTEAMIENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

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

- Capacidad resistente frente a las diferentes acciones que pueden actuar sobre el edificio, estáticas, dinámicas y excepcionales;
- Capacidad deformativa para mantener en todo momento las condiciones de confort y el funcionamiento de todas las instalaciones y acabados en las situaciones habituales de uso del edificio e incluso en ciertas fases de carácter excepcional;
- Establecimiento de soluciones constructivas y económicas en tiempo y costes y en adecuación a las principales instalaciones del edificio: ascensores; conducciones y seguridad de evacuación.

Y con una menor, aunque interesante, exigencia:

- Conseguir una solución digna e inteligente que favorezca la imagen durante el tiempo de realización;
- Cualificada adecuación al espíritu arquitectónico básico que el edificio propone, en orden a potenciar la calidad general de la obra sin sobrecostes de adaptación o reajuste de tales adecuaciones.

3. CONCEPTOS TIPOLÓGICOS Y ESTRUCTURALES BÁSICOS

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2. BASIC APPROACHES FOR DESIGNING THE STRUCTURE

The fundamental lines to such approaches are clearly:

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

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

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

And, with a lesser though interesting exigency:

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

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

3. BASIC TYPOLOGY AND STRUCTURAL CONCEPTS

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

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

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

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

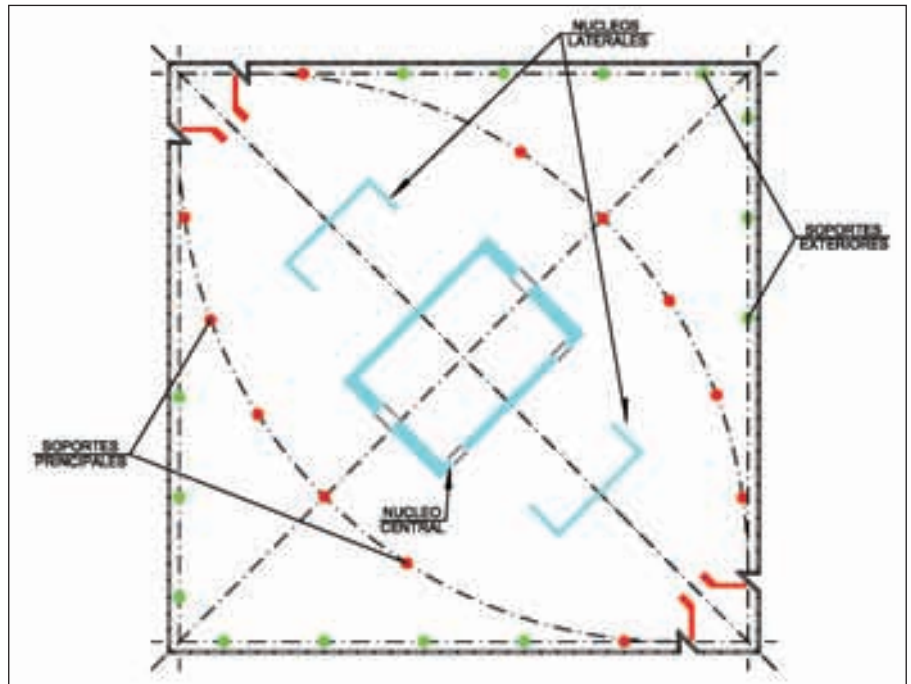


Figura 2. Elementos estructurales básicos.
Figure 2. Basic structural elements.

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

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

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

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

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

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

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

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

soluciones más económicas en albañilería.

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

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

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

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

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

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

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

4. CIMENTACIÓN

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

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

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

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

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

4. FOUNDATIONS

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

Vertical loads acting on the foundation slab are fundamentally concentrat-

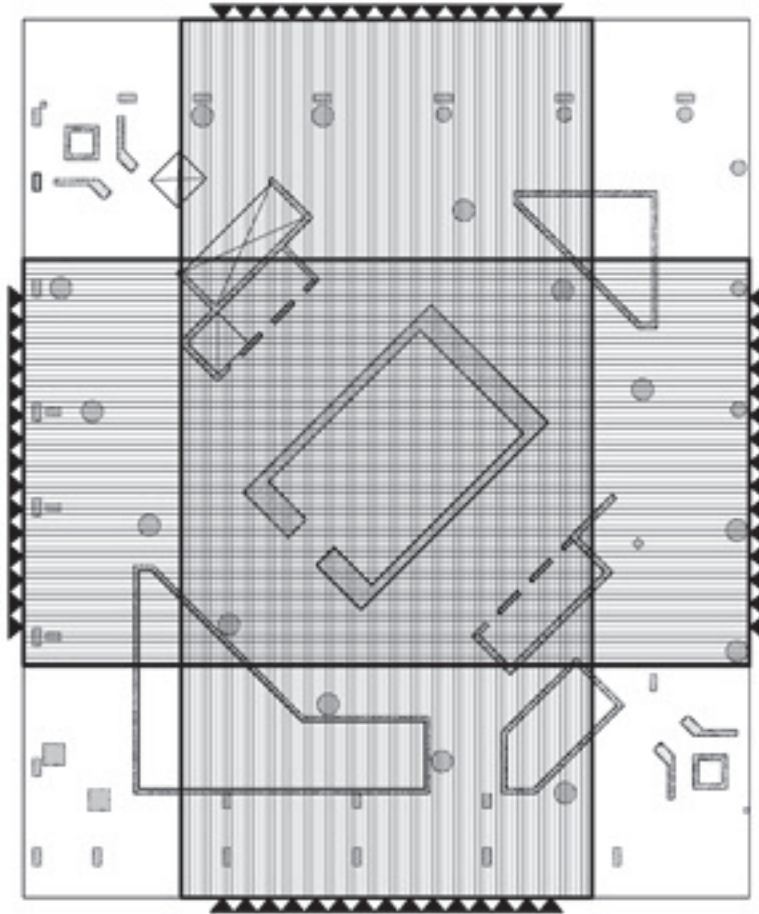


Figura 3. Esquema con la distribución de cables de pretensado en la losa de cimentación.
Figure 3. Diagram showing the layout of prestressing cables in the foundation slab.

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

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

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

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



Figura 4. Imagen general de la losa de cimentación con los grupos de armadura de cortante y los anclajes de pretensado.

Figure 4. General view of the foundation slab with the groups of shear reinforcement and prestressing anchorages.

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

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

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

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

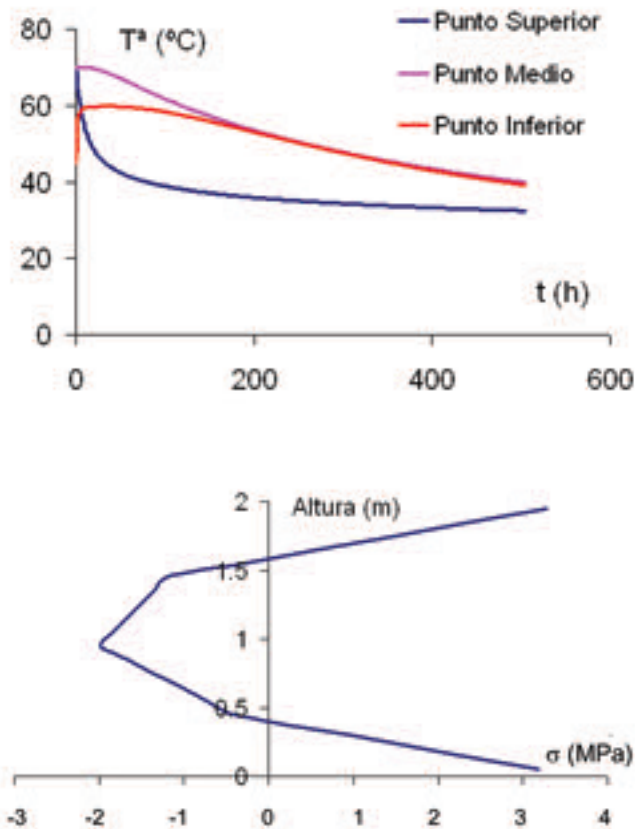


Figura 5. Comportamiento de la losa de cimentación durante el fraguado del hormigón: evolución de temperaturas (a) y tensiones máximas (b).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Cables were all stressed before the construction of columns and cores commenced and it was necessary to provide devices maintaining the concrete's coefficient of friction with the bottom substrate, μ , below 0.5 to prevent its favourable effect being lost. These devices were studied in detail before the work was executed and real scale tests were carried out with blocks of concrete supported on the actual ground and with different interface combinations between the ground and the concrete (Figure 6):

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

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



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

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

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

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

5. THE BUILDING'S HORIZONTAL FORCE RESISTANT STRUCTURE

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

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

5.1. Wind forces

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

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

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

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

5. ESTRUCTURA RESISTENTE DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES

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

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

5.1. Solicitaciones de viento

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

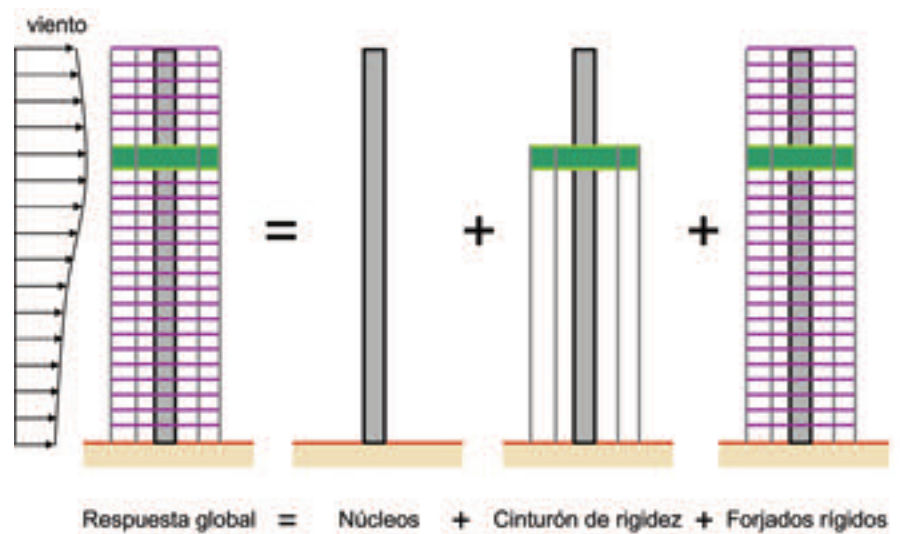


Figura 7. Combinación de sistemas estructurales para la respuesta global del edificio frente a las acciones horizontales.

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

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

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

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

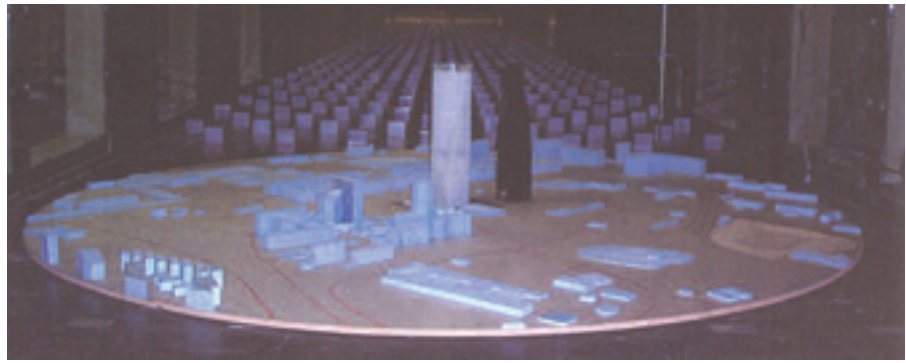


Figura 8. Estudio en túnel de viento incluyendo la influencia de la capa límite y la torre más próxima.

Figure 8. Wind tunnel study including the influence of the limit layer and closest tower.

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

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

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

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

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

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

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

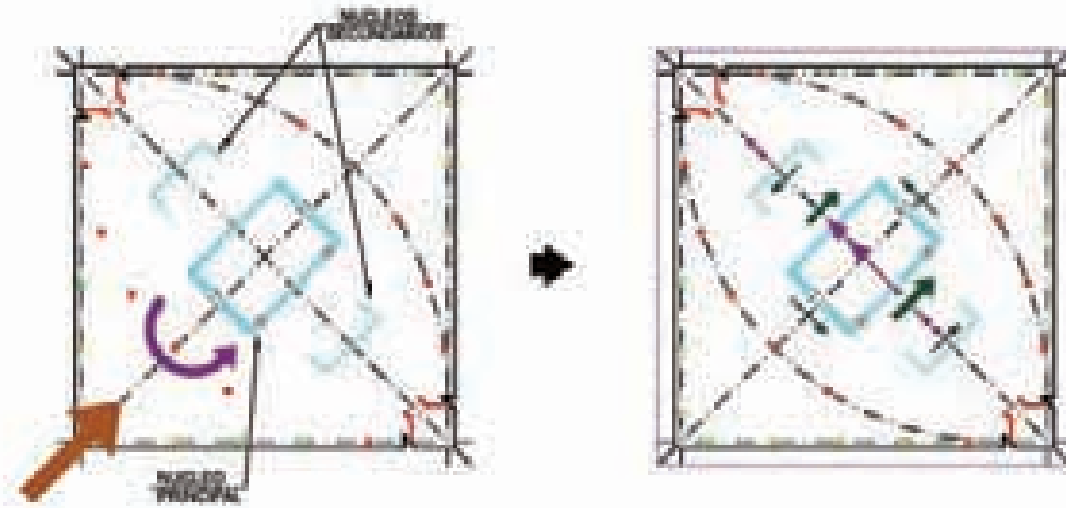


Figura 9. Distribución de solicitaciones entre el núcleo central y los laterales.
Figure 9. Stress distribution between the central and side cores.

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

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

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

5.2. Central core and side cores

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

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

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

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

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

5.2. Núcleo central y núcleos laterales

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

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

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

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

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

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

5.3. Cinturón de rigidez

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

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

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

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

5.3. Outrigger

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

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

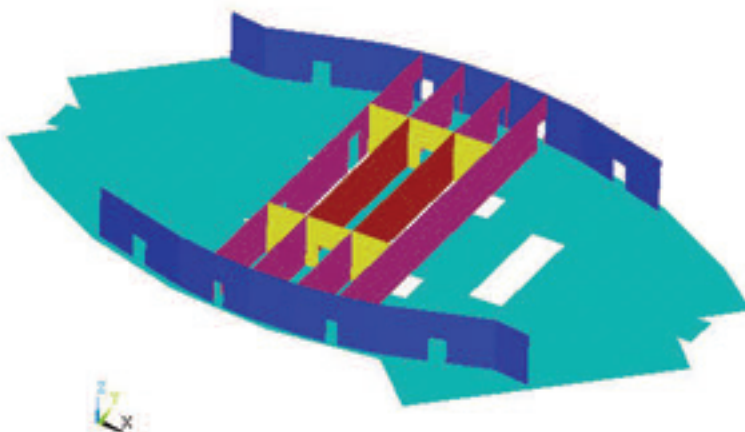


Figura 10. Entramado de pantallas y forjados en el cinturón de rigidez.
Figure 10. Cut-off wall and slab floor framing in the stiffness belt.

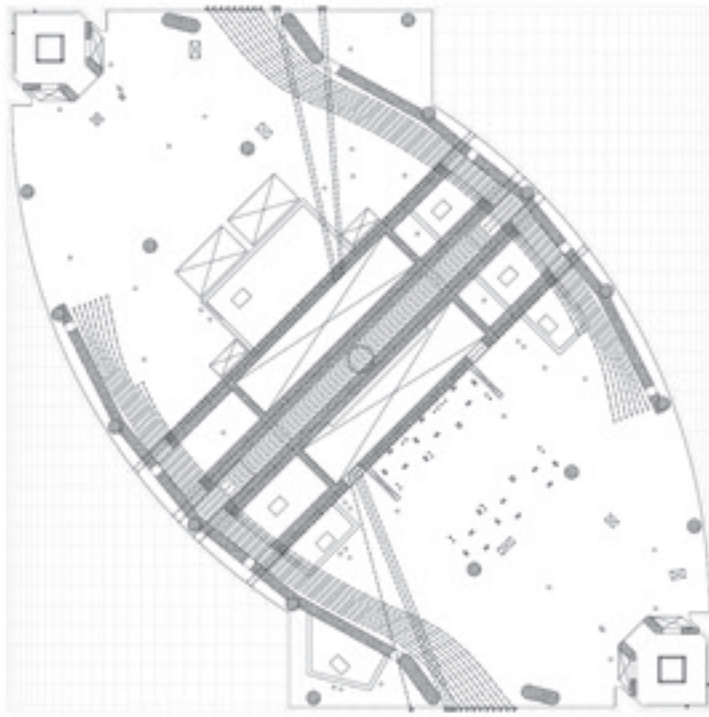


Figura 11. Distribución de cables de pretensado en los forjados del cinturón de rigidez, incluyendo los cables necesarios para los desvíos de soportes (izqda.); detalle con la colocación de los cables y sus anclajes en el forjado (dcha.)
Figure 11. Prestressing cable layout in the stiffness belt's slab floors, including the cables necessary for support diversions (left); detail with the placing of cables and their anchorages in the slab floor (right)

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

- Two perimeter cut-off walls parallel to the façades connecting five main columns to each other.
- Four radial cut-off walls connecting the foregoing with the core, going through it and forming a stiff, continuous element between façades.

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

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

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

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

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

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

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

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

- Dos pantallas perimetrales paralelas a las fachadas que conectan entre sí 5 soportes principales.
- Cuatro pantallas radiales que conectan las anteriores con el núcleo, atravesándolo y formando un elemento rígido continuo entre fachadas.

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

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

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

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

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

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

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

empleo localizado de barras pretensadas de diámetro 50 mm.

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

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

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

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

5.4. Contribución de los soportes

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

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

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

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

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

5.4. Contribution of the columns

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

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

6. BUILDING'S VERTICAL FORCE RESISTANT STRUCTURE

6.1. Slab floors

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



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

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

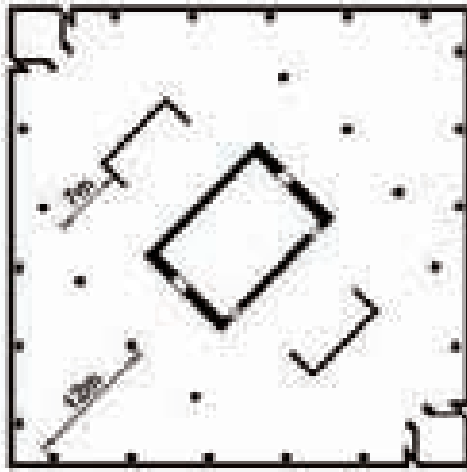


Figura 13. Esquema con la disposición de apoyos y huecos de paso en un forjado tipo.
Figure 13 . Diagram with the layout of supports and openings in a typical slab floor

forced concrete slabs. This is due to several reasons:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

6. ESTRUCTURA RESISTENTE DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES VERTICALES

6.1. Forjados

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

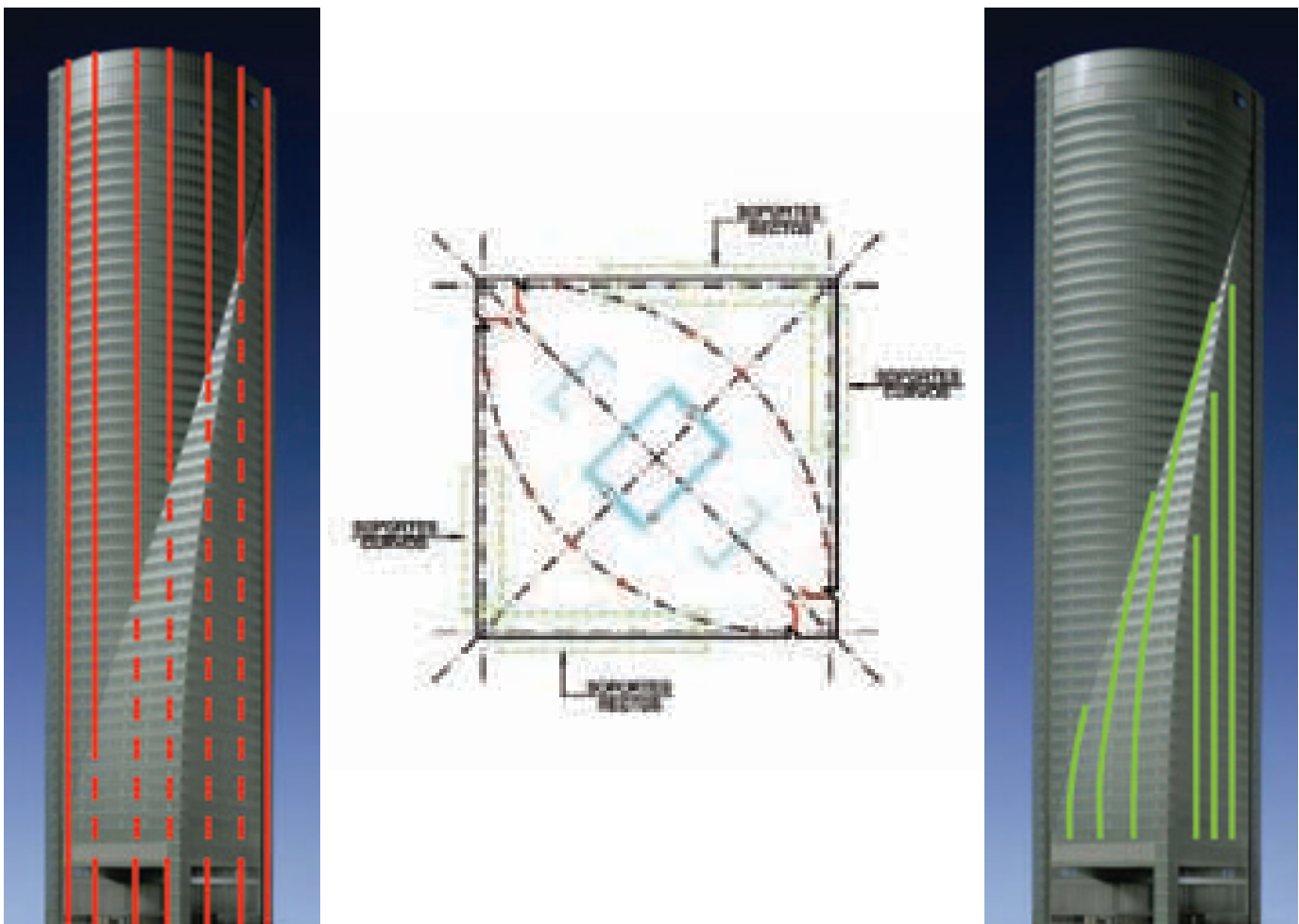


Figura 14. Tipos de soportes: principales (en rojo, rectos) y de fachada (en verde, rectos y curvos).
Figure 14. Types of supports: main (in red, straight) and façade (in green, straight and curved).

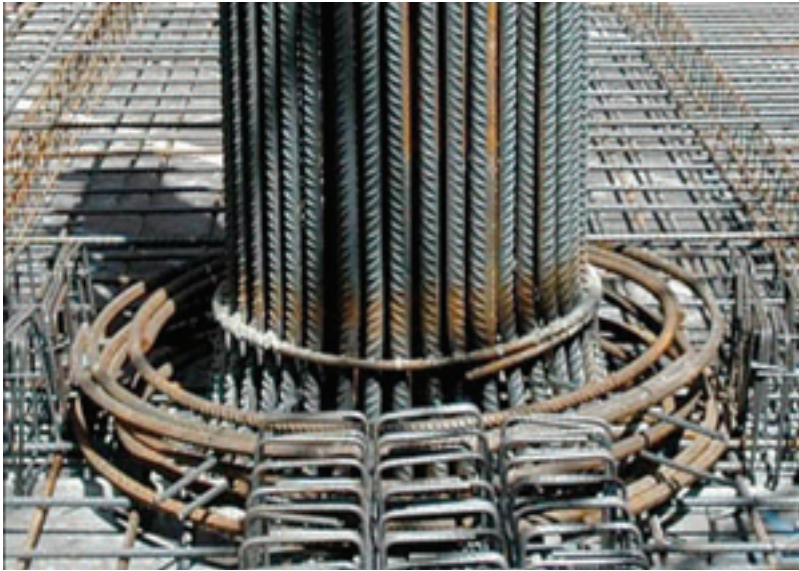


Figura 15. Zunchado de soportes con hormigón de alta resistencia en el cruce con los forjados.

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

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

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

6.2. Columns

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

- The main radial or almond plan footprint columns running from top to bottom of the building.
- The façade columns which disappear as the floor's area reduces; straight and sloped columns must in turn be distinguished as a function of the façade in which they are located and the consequent geometry they display.

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

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

- High strength concrete (70 N/mm²) combined with HA-40 and HA-30 grade concrete in the least stressed areas.
- High amounts of reinforcement including 32 mm diameter double crown bars .
- S355 steel sections embedded and on occasions reinforced with sheet steel plates.

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

- Influence of the length of reinforcement overlaps if large diameters are used and the building is constructed floor by floor.
- Details of connection between stretches of steel elements and the need to have cavities in the largest, most densely reinforced columns to allow the slab floor reinforcements to pass through the steel profiles.
- Solving interference between supports with higher strength concrete than the slab floor's.
- Unit prices of each material clearly favourable to the use of high strength concrete supports.

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

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

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

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

6.2. Soportes

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

- Los soportes principales, radiales o de almendra, que recorren el edificio de arriba a abajo.
- Los soportes de fachada, que van desapareciendo a medida que se reduce la superficie de la planta; entre ellos se debe distinguir a su vez los soportes rectos y los curvos, en función de la fachada en la que estén ubicados y la consiguiente geometría que presenten.

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

- Hormigones de alta resistencia (70 N/mm²) combinados con hormigones de calidades HA-40 y HA-30 en las zonas menos solicitadas.
- Cuantías elevadas de armadura que incluyen barras de diámetro 32 mm en doble corona.
- Perfiles metálicos de acero S355 embebidos y en ocasiones reforzados con chapas

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

- Influencia de las longitudes de solape de las armaduras si se emplean diámetros grandes y la construcción se ejecuta planta a planta.
- Detalles de unión entre tramos de elementos metálicos y necesidad de disponer alveolos en los soportes más grandes y más densamente armados para permitir el paso de las armaduras del forjado a través de los perfiles.
- Resolución de la interferencia entre los soportes con hormigón de resistencia mayor que la del forjado.
- Precios unitarios de cada material, claramente favorables al empleo de soportes de hormigón con calidad elevada.
- Dificultades de fabricación, puesta

en obra y control asociadas al hormigón HA-70.

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

- Minimización del empleo de hormigón de calidad HA-70 que se fabricó con un control al 100%.
- Empleo de uniones entre elementos metálicos sin capacidad de transmitir esfuerzos de tracción.
- Zunchado del hormigón HA-30 del forjado en el cruce con soportes de HA-70 con el fin de aumentar su resistencia; este zunchado se llevó a cabo mediante la colocación de 5 cercos circulares ϕ 25 en los casos en los que la geometría del forjado lo permitía (Figura 15).
- Empleo preferente de dobles coronas de armadura en lugar de perfiles metálicos.
- Limitación del uso de empalmes mecánicos entre barras de armadura a zonas densamente armadas y con presencia de perfiles metálicos.

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

- Soportes bajo rasante: ϕ , 1200 mm; HA-70; $A_s \approx 3,5 \%$.
- Soportes zona baja: ϕ , 1000 mm; H-70; $A_s \approx 4 \%$; HEM 500 + 2x390x50.
- Soportes zonas media y alta: ϕ , 600-1000 mm; H-40 ó H-30; $A_s \approx$ entre 2 y 5 %.

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

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

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

- Minimizing the use of HA-70 grade concrete fabricated with 100% quality control.
- Use of connections between steel elements with no capacity to transmit tensile stresses.
- Confinement of the slab floor's HA-30 concrete at the crossing with HA-70 grade supports in order to increase their strength; this confinement was carried out by placing 5 circular ϕ 25 stirrups in those cases where the slab floor's geometry so allowed (Figure 15)
- Preferential use of double reinforcement crowns instead of steel profiles.
- Limitation of the use of mechanical splices between reinforcement bars to densely reinforced areas with steel profiles.

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

- Columns under ground level: ϕ , 1200 mm; HA-70; $A_s \approx 3.5 \%$
- Low area columns: ϕ , 1000 mm; H-70; $A_s \approx 4 \%$; HEM 500 + 2x390x50
- Mid and high area columns: ϕ , 600-1000 mm; H-40 or H-30; $A_s \approx$ between 2 and 5 %

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



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



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



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

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

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

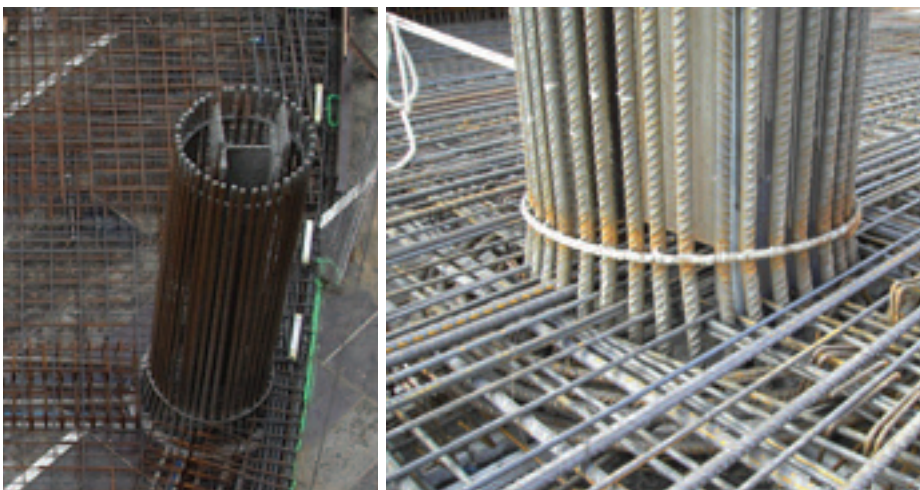


Figura 18. Soportes principales en la zona de acceso a la torre (en el sentido de las agujas del reloj): vista general; perfil metálico interior reforzado con alveolo para el paso de armaduras en la intersección con el forjado; sección mixta con armadura 40 ϕ 32 y perfil metálico HEM 500 reforzado con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



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

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

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

6.3. Vigas cargadero

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

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

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

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

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

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

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

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

6.3. Load bearing beams

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



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

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

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

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

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

6.4. Column deviation blocks

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

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

6.4. Bloques de desvío de soportes

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

7. MODELOS DE CÁLCULO

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

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

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

teniendo en cuenta el hiperestatismo global de la estructura.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

7. CALCULATION MODELS

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

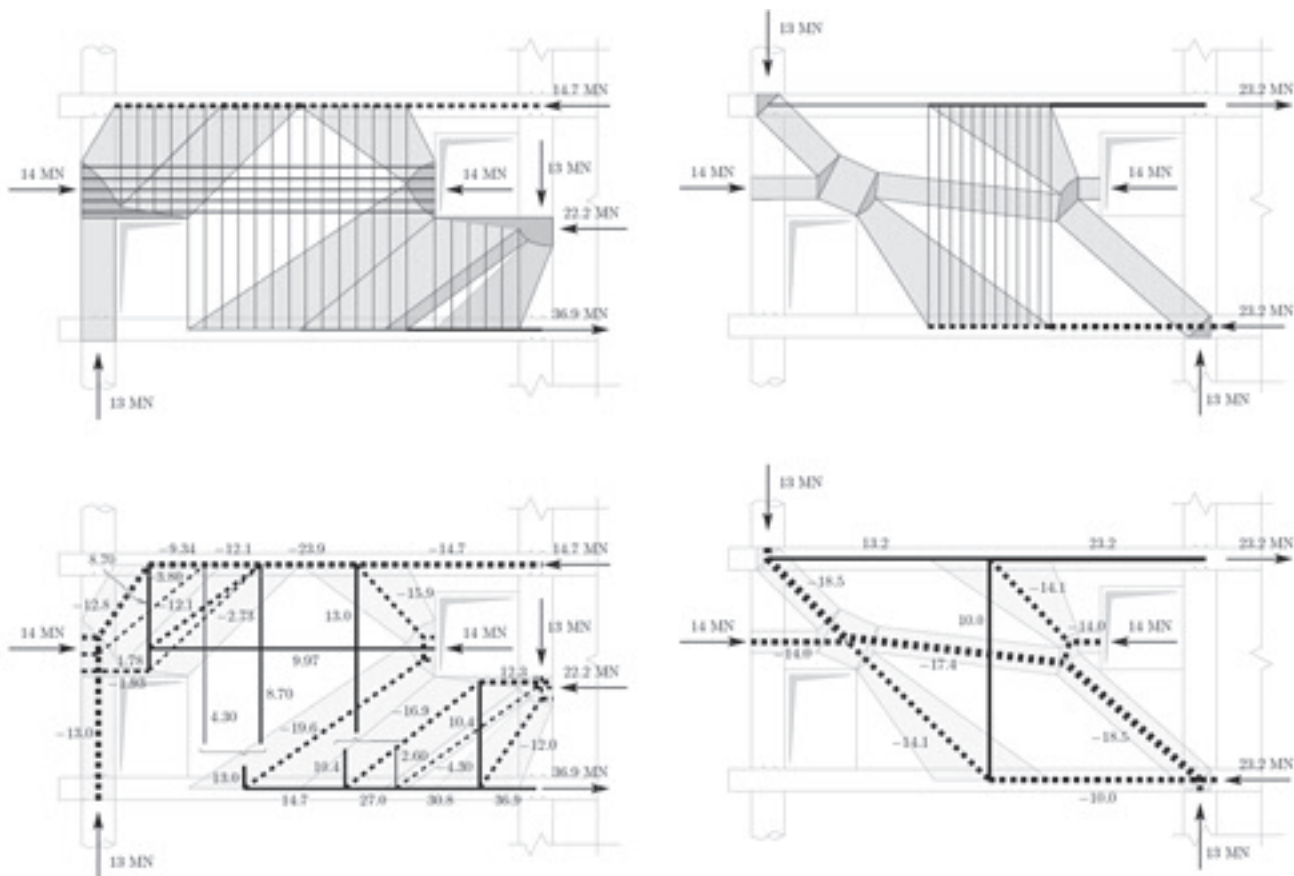


Figura 21. Estudio mediante modelos de campos de tensiones del comportamiento de las pantallas del cinturón de rigidez: cargas descendentes (izqda.) y ascendentes (dcha.).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

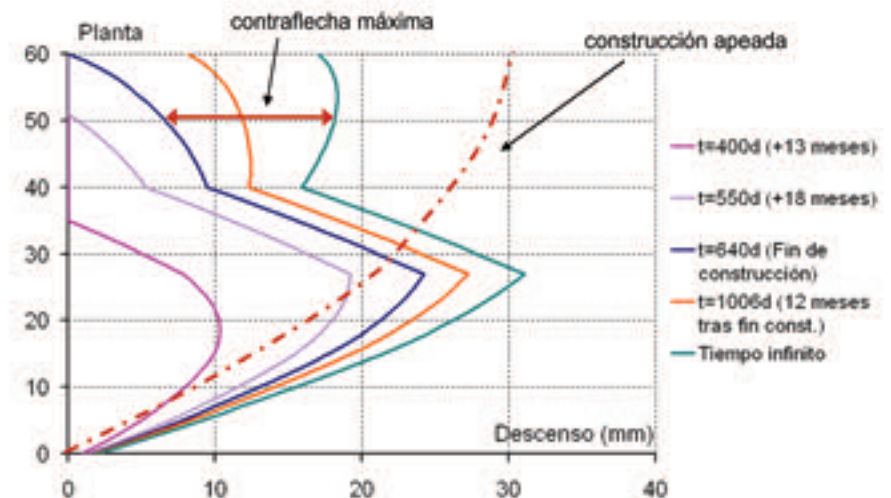


Figura 22. Descensos diferenciales entre el núcleo central y los soportes principales a lo largo de la vida del edificio.

Figure 22. Differential drops between the central core and the main supports throughout the building's lifetime.



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

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

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

8. ESTRUCTURAS AUXILIARES

8.1. Estructura interior al núcleo central

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

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

8.2. Escaleras helicoidales

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

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

8.3. Estructuras metálicas secundarias

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

8. AUXILIARY STRUCTURES

8.1. Inside structure of the central core

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

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

8.2. Spiral staircases

Two reinforced concrete spiral staircases are used to connect several floors

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

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

8.3. Secondary steel structures

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

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

9. MATERIALS AND FUNDAMENTAL MAGNITUDES

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

– Area built in car park: 34,265 m²

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

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

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

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

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

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



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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

9. MATERIALES Y MAGNITUDES FUNDAMENTALES

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

– Superficie edificada en aparcamiento: 34.265 m².

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

- Armadura pasiva B-500 S en forjados de torre: 3.211 t, 162 (kg/m³).
- Hormigón en soportes de torre: HA-70, 1.255 m³; HA-40, 2.367 m³; HA-30, 798 m³.
- Armadura pasiva B-500 S en soportes de torre: 1.864 t, 422 (kg/m³).
- Acero S 355 J2 G3 en soportes de torre: 160 t.
- Acero S 355 J2 G3 en vigas cargadero: 268.3 t
- Hormigón en núcleos: HA-70, 2.483 m³; HA-40, 1.012 m³; HA-30, 4.136 m³.
- Armadura en núcleos: 1.438 t, 188 (kg/m³).
- Acero de pretensar Y 1860 S7: 161,0 t (losa de cimentación), 6,9 t (vigas cargadero), 43,8 t (cinturón de rigidez).
- Masa total de la estructura: 101.888 t (Incluyendo parte cuasipermanente de sobrecargas).
- Carga total máxima transmitida a la cimentación: 1.300.000 kN (valor característico).
- Esfuerzos máximos debidos al viento, valores característicos en el nivel de Planta Baja: M_x, flexión de eje paralelo al lado largo de la pseudo-elipse, 3,52·10⁶ kNm, M_y, flexión de eje paralelo al lado corto de la pseudo-elipse, 1,96·10⁶ kNm, M_z, torsión de eje vertical, 1,68 10⁵ kNm, para un periodo de retorno T de 100 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico.
- Aceleración máxima en la última planta habitable con un periodo de retorno T de 10 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico: 20,7 mg.
- Velocidad angular máxima en la última planta habitable con un periodo de retorno T de 10 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico: 1,5 10⁻³ rad/s.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

migón y acero n° 249, julio-septiembre, 2008.

(2) Martínez Calzón, J. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y acero n° 228-229, 2003.

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

(4) Aguirre Gallego, M., "Edificio Torre Espacio - Aspectos constructivos de ejecución de la estructura", Hormigón y acero n° xxx, 2008.

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

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

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

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

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

(10) Fernández Ruiz, M., Muttoni, Aurelio, "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones", Hormigón y acero n° 243, 2007.

REFERENCES

[1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. Architectural design", Hormigón y acero n° 249, July-September, 2008

[2] Martínez Calzón, J. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y acero n° 228-229, 2003

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

[4] Aguirre Gallego, M., "Torre Espacio building: Construction aspects in building the structure", Hormigón y acero n° 249, July-September, 2008

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

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

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

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

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

[10] Fernández Ruiz, M., Muttoni Aurelio, "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones", Hormigón y acero n° 243, 2007, pages. 93-102.