

Nueva sede social Caja Madrid

New Caja Madrid headquarters

José Ramón Burgos ⁽¹⁾

Recibido / Received: 29/04/2008
Aceptado / Accepted: 05/05/2008

RESUMEN

El artículo describe brevemente el nuevo edificio en altura proyectado para construir en la Parcela P1 de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid. En primer lugar se comentan las características generales de la urbanización, ordenada por el Plan Parcial de Reforma Interior para el desarrollo urbanístico del ámbito del APR "Ciudad Deportiva". Posteriormente se describen los datos más importantes del edificio, con 5 plantas bajo rasante y 49 sobre ella.

Una de las características básicas del diseño es la creación de una base libre de cualquier elemento que soporte la estructura del edificio, al transmitir todas las cargas hacia la cimentación a través de los núcleos de comunicaciones verticales dispuestos lateralmente al bloque central de las plantas de oficinas, logrando un espacio de recepción diáfano y transparente de cuádruple altura acristalada.

Ello implica la necesidad de disponer unos elementos estructurales que se encargan de transmitir a esos núcleos de comunicaciones laterales las cargas de cada uno de los tres grupos, de 11, 12 y 11 plantas de oficinas respectivamente en los que queda dividido el bloque central del edificio, intercalando entre ellos varios niveles de plantas técnicas.

En un último apartado se exponen brevemente las características técnicas fundamentales de las instalaciones.

Palabras clave: Edificio alto, Torre Caja Madrid, vestíbulo diáfano, arco de coronación, Cuatro Torres Business Area.

SUMMARY

This paper briefly describes the high rise office building designed for the Lot P1 of the Real Madrid Sports City. General characteristics of the urban state plotted out under the Subdivisional Plan for reform and development of the "Ciudad Deportiva" zoning area are presented. Later the most important data of the building, comprising 5 below grade and 49 above grade storeys, are given.

One of the main characteristics of the building design is the creation of a base free of any structural supporting element. All loads are transmitted to the foundation mat through the vertical communications cores. These are disposed laterally in the building plan, at both sides of the central block of office storeys. This design results on an open, transparent lobby, four storeys high, occupying the entire plan of the building.

This load path is implemented through specific and robust structural elements which transmit to those lateral communications cores the gravitational loads of the three segments (of 11, 12 and 11 office storeys respectively) in which the central block of the building is divided. Several machine room storeys are integrated between these segments.

In the last part of the paper the main technical characteristics of the facilities are briefly described.

Key words: High rise building, Caja Madrid Tower, column-free lobby, crown arch, Cuatro Torres Business Area.

⁽¹⁾ Ingeniero de Caminos.

1. INTRODUCTION. LOCATION

This high rise office building with an underground car park is located on Madrid's Paseo de la Castellana.

The Torre Caja Madrid stands on Lot P1 of the Real Madrid Sports City (Figure 1), in the southernmost corner of the urban estate plotted out under the subdivisional plan for reform and development of the "Ciudad Deportiva" zoning area. The said estate is home to four high rise buildings on four lots running from north to south along the Paseo de la Castellana, plus a park that contains a fifth lot set aside for a large sports or cultural facility.

The most prominent characteristic of the subdivision is its sizeable, readily accessible landscaped pedestrian area. The four towers are sited so that the southernmost and northernmost flank the "Castellana", while the other two are positioned near the western boundary of their respective lots.

The car park entrances ramp off the ring road that serves all four lots in "Ciudad Deportiva" zoning area APR 08.04.

The lot housing the Torre Caja Madrid has an area of 7,500 m².

2. THE BUILDING

The tower was designed to have five below grade storeys measuring approxi-

mately 100x70 m, for a total below grade area of 36,000 m². Above grade, the building is divided into three "segments", each consisting of two machine room storeys plus eleven (or twelve, in the middle segment) office storeys. Two further machine room storeys hang from the intrados of the flat arch that crowns the building. The total height between finished basement storeys is 3.33 m (higher than the first basement) and between standard above grade storeys, 4.70 m.

The latter have a rectangular floor plan measuring 32x42.5 m, flanked by one 23.50x10.50 m rectangle on the east and another on the west side that form part of the cores for internal transport (Figures 2 and 3).

Two additional storeys that house an auditorium are suspended from the lowest suite of machine room storeys. Set back from the facades, these two storeys are smaller in size, allowing for a 13.85 m clear height in the lobby.

The total above grade built area is 74,000 m², for a total built area of 110,000 m².

The importance of providing Madrid with a new generation of twenty first century skyscrapers and the need to reinforce its image led to seek an emblematic building, a tower with a powerful image (Figures 3 and 4).

In this case, the strength of the impact is proportional to the clarity with which

1. INTRODUCCIÓN. LOCALIZACIÓN

El proyecto consiste en un edificio en altura para uso exclusivo de oficinas y dotación de garaje-aparcamiento en el Paseo de la Castellana de Madrid.

El edificio de Caja Madrid se sitúa en la Parcela P1 de la Ciudad Deportiva del Real Madrid, en la esquina más al sur de la urbanización (Figura 1), ordenada por el Plan Parcial de Reforma Interior para el desarrollo urbanístico del ámbito del APR "Ciudad Deportiva". Dicha urbanización comprende la edificación de cuatro edificios en altura en cuatro parcelas que están dispuestas de Sur a Norte a lo largo del Paseo de la Castellana así como de un parque en el cuál está contenida una quinta parcela destinada a un gran centro polideportivo o cultural.

El ámbito de la urbanización está caracterizado como una gran zona peatonal arbolada y con acceso público en todo su entorno. Las cuatro torres están emplazadas de tal manera que las torres en los extremos sur y norte estarán alineadas a lo largo del lindero con la Castellana mientras que las otras dos torres estarán alineadas a lo largo del lindero oeste de sus parcelas.

El acceso al aparcamiento se efectuará desde el anillo perimetral común a las parcelas del APR 08.04 "Ciudad Deportiva"



Figura 1. Planta del edificio con zona circundante ajardinada.
Figure 1 Building plan with garden surroundings.



Figura 2. Planta tipo de oficina.
Figure 2. Office type plan.

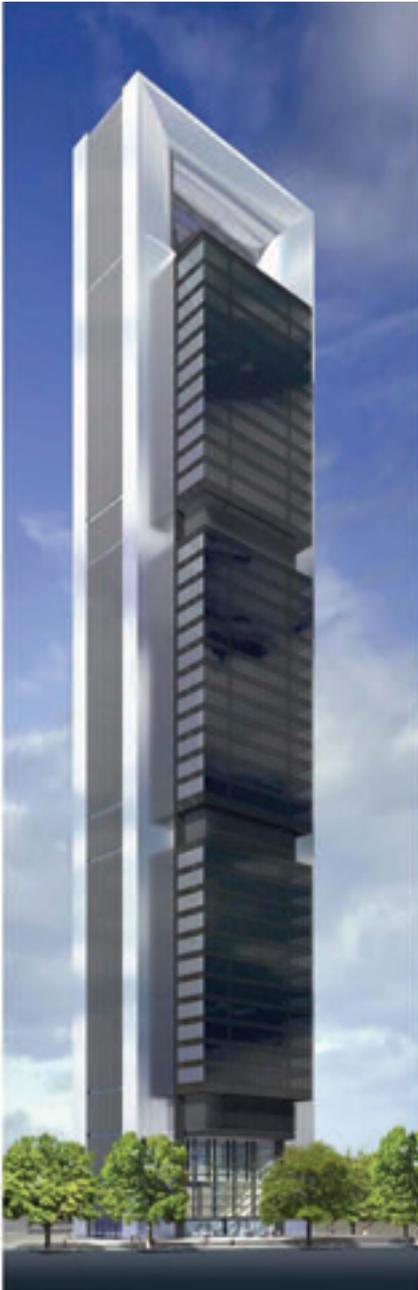


Figura 3. Vista del edificio desde el noreste.
Figure 3. View of the building from north-east.

La parcela donde se sitúa el edificio de Caja Madrid tiene una superficie de 7.500m².

2. EL EDIFICIO

Se ha proyectado la construcción de cinco plantas bajo rasante, de dimensiones aproximadas en planta 100x70 m, totalizando 36.000 m² construidos bajo rasante. Sobre rasante, se disponen tres “paquetes” de plantas, cada uno de ellos con dos plantas técnicas inferiores, y once plantas de oficinas (el segundo paquete tiene 12). Sobre el tercer paquete,

y dentro del arco-dintel que corona el edificio, se ubican dos plantas técnicas más. La altura total entre pisos terminados de los sótanos es de 3,33 m (mayor que el sótano primero), y en las plantas tipo sobre rasante, de 4,70 m.

Las plantas tipo están formadas en planta por un rectángulo de 32x42,5 m, y otros dos, adosados en los lados Este y Oeste, de 23,50 x 10,50 m cada uno, que constituyen los núcleos de comunicaciones (Figuras 2 y 3).

Por debajo de las dos plantas técnicas del paquete inferior, se disponen otras dos plantas colgadas que albergan un auditorio. Estas dos plantas, de menor dimensión, se retranquean de las fachadas, y permiten una altura libre sobre el vestíbulo de 13,85 m.

La superficie total construida sobre rasante es de 74.000 m², con lo que se alcanza un total de 110.000 m² construidos.

Por la importancia de aportar a Madrid una nueva generación de rascacielos al comienzo del siglo XXI, así como la necesidad de reforzar la imagen de la ciudad, se busca obtener un edificio emblemático. Esto significa que la torre ha de tener una imagen potente (Figuras 3 y 4).

La potencia de esta imagen es proporcional a la claridad con la que se transmite el concepto en su forma más sencilla, obteniéndose dos tipos de alzado:

the simple lines of the conceptual design are conveyed. The result is two types of elevation views:

A glazed and open north-south view (Figure 4) framed by the vertical cores on each side, and a tiered east-west view consisting of a solid thin core in the foreground against a backdrop of glazed storeys (Figure 5).

The former depicts the office storeys while the latter is a continuum that contains the panoramic lifts and the service shafts that cross the building from top to bottom.

Moreover, given that the tower is intended for office use primarily during the daylight hours (Figures 6 and 7), it is oriented to reduce the intensity of the sunlight as well as the energy demands generated by the HVAC system, an important economic and ecological concern.

A rectilinear design was chosen to maximize the repetition of the standard storeys and construction element modularity. The concomitant savings inherent in such repetition, along with the flexibility afforded by modularity, enhance the commercial viability of the building in response to the needs of both the owners and Madrid's future market for office space. The architecture pursues the greatest possible inter-storey similarity.

To this end, the number of structural members inside the standard storeys



Figura 4 Vista del edificio desde el Paseo de la Castellana (Sur).
Figure 4. View of the building from Paseo de la Castellana (South).



Figura 5. Vista del edificio desde el eje este-oeste.
Figure 5. View of the building from East-West axis.

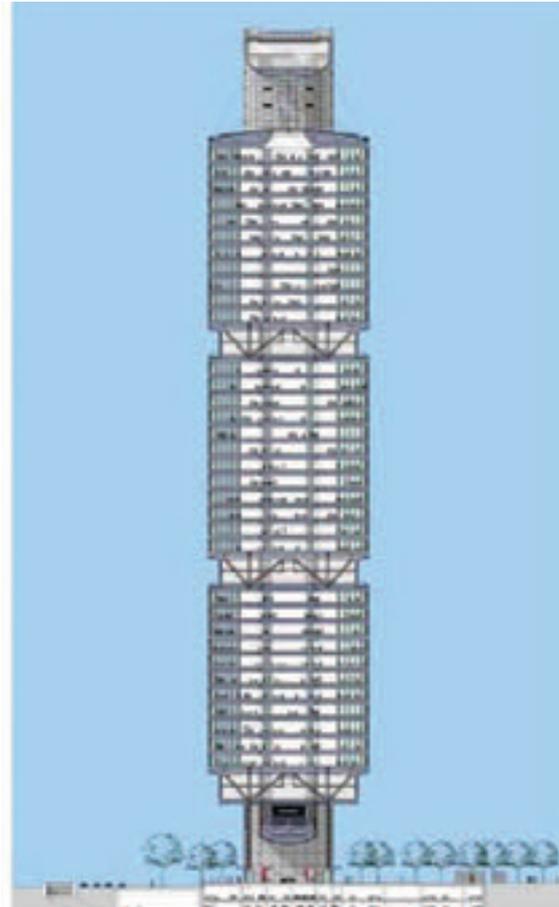


Figura 6. Sección norte-sur del edificio.
Figure 6. North-South section of the building-

has been kept to a minimum by devising a mixed structure (“lightweight” (steel) in the standard storeys and “heavy” (concrete) in the cores) engineered to rest primarily on the lateral cores. As a result, the standard storeys have only four columns, spaced at 15 m in the N-S (Figure 6) and 18 m in the E-W direction [1].

This arrangement generates a sort of “bridge” that spans the space between the cores on each storey. This “bridge” effect is even more relevant at the base of the tower, where the internal structure disappears altogether. The loads from all the office storeys are transmitted to the cores to generate a member-free base, i.e., an open, transparent lobby four storeys high, occupying the entire plan of the building).

Several levels of machine room storeys, set back from the facade to reduce their visual impact on the tower silhouette, are positioned along the height of the building to ensure the purity of the long-distance view of the cores and maintain a constant perimeter on all storeys.

The three resulting segments of standard storeys consist in eleven, twelve and eleven storeys, with two machine room storeys at the base of each segment. A further two machine room storeys hang from the building crown above the open space at the top of the tower, lightening the overall feel of this part of the building.

In other words, the 20-metre gap at the top of the tower between the uppermost slab and the two machine room storeys lightens the flat arch-like structure that crowns the building.

On the macro-scale an “arch” is formed between two of the towers in the park, while on the micro-scale the integration between indoor and outdoor space is enhanced.

The standard storeys have raised (25 cm) floors with a carpet tile finish and suspended ceilings made of perforated steel ceiling tiles. The clear height is 3 metres.

The main or north and south facades on the office storeys have an outer mem-

Un alzado acristalado abierto y amplio hacia el sur (Figura 4) y hacia el norte, enmarcado por los núcleos verticales en los lados y un alzado escalonado hacia el este y el oeste, compuesto por un núcleo sólido y delgado en primer plano y las plantas acristaladas en segundo plano. (Figura 5)

El primer tipo de alzado está articulado por la acumulación de todas las plantas de oficina mientras al segundo es fluido y continuo ya que contiene los ascensores panorámicos y conductos que se desplazan a todo lo largo del edificio.

Igualmente, considerando que el uso diario del edificio estará destinado a actividad de oficinas, principalmente durante las horas de sol (Figuras 6 y 7), se hace necesario buscar la mejor orientación para reducir la intensidad de la carga solar, que además permitiría reducir el consumo energético generado por la climatización, lo cual es importante no sólo desde el punto de vista económico sino también ecológico.

Se proyecta un perímetro rectilíneo con el objetivo de permitir la máxima repetición de las plantas tipo. Obedeciendo



Figura 7. Vista de una planta diáfana desde el interior.
Figure 7. View of an obstacle-free storey from inside.

a la importancia de obtener una máxima modularidad de los elementos constructivos y la economía inherente a la repetición de plantas en el diseño de la torre para generar un edificio flexible y comercialmente viable. Esto responde a las necesidades de la propiedad y del mercado de oficinas de Madrid de cara al futuro. La arquitectura busca que todas las plantas sean tan similares entre ellas como sea posible.

Para reforzar este concepto se busca reducir el número de elementos estructurales en el interior de las plantas tipo, tejiendo la estructura de tal manera que se soporte principalmente sobre los núcleos laterales mediante una estructura mixta de carácter “liviano” (acero) en las plantas tipo y “pesado” (hormigón) en los núcleos. En las plantas tipo se disponen solamente cuatro pilares interiores, separados 15 m en dirección N-S (Figura 6) y 18 m, en dirección E-O [1].

Esto genera una especie de “puente” que se extiende de núcleo a núcleo en cada planta. En la base de la torre se hace aún más importante el efecto de “puente” y por este motivo se elimina toda la estructura interna transmitiendo todas las cargas de las plantas de oficina a los núcleos, obteniendo una base libre de cualquier elemento que soporte la estructura del edificio, creando un espacio de recepción para todo el edificio diáfano y transparente de cuádruple altura acristalada.

Para mantener la pureza de los núcleos visibles a larga distancia desde el exterior y para obtener un perímetro constante de planta a lo largo de toda la altura de la torre, se intercalan periódicamente varios niveles de plantas técnicas, que se retranquean hacia el interior del perímetro para reducir su impacto visual sobre el perfil de la torre.

La distribución resultante es de tres bloques de plantas tipo, de once, doce y once plantas respectivamente, con dos plantas técnicas en la base de cada bloque y otras dos plantas técnicas en la coronación del edificio, dejando un vacío en la parte superior de la torre que aligera visualmente la parte más alta del edificio.

En la parte superior de la torre, se deja un vacío de 20 metros entre el último forjado, y las dos plantas técnicas superiores, que conforman un “arco-dintel”, con lo que se aligera visualmente la coronación.

En la macro-escala se conforma un “arco” en medio de dos torres en el parque, mientras en la micro-escala se obtiene la máxima integración del espacio exterior con el interior.

En las plantas tipo se dispone un falso suelo de 25 cm. de altura a base de baldosas terminadas en moqueta. Los falsos techos son de placas metálicas perforadas. La altura libre es de 3 metros.

Las fachadas principales de oficinas, Norte y Sur, constan de una hoja exterior, formada por una composición de stadiop

brane consisting of 10+10 mm outdoor extra clear safety glass, a 12 mm air chamber and 8 mm inner glazing, also extra clear (Figure 7). Fifteen cm inward from the outer membrane, these storeys have an inner facade that can be opened for cleaning, made of 10 mm thermally toughened glass (Figure 8). Automatic grey aluminium (RAL 9007) motorized blinds are positioned between the two façades to reduce glare. The joinery is deep black (RAL 9005) lacquered aluminium.

3. FACILITIES DESIGN SPECIFICATIONS

3.1. HVAC

The building is designed for low iron glass with a very low heat transmission coefficient. Its motorized blinds optimize night time cooling in the summer and lessen heat loss in the winter.

The main cooling system has eight closed cooling towers that draw water from two tanks.

Twelve 550-kW chilling plants consisting in a series of water-cooled screw chiller sets are distributed among the machine room storeys.

The building is fitted with a heat recovery system based on the operation of chillers, when the temperature is high, as internal south to north façade heat pumps.

Conventional heating consists in five 475-kW natural gas boilers that generate much less pollution than other alternatives.

The office storeys have variable volume air conditioning supplied with 100% outdoor air (with maximum free cooling capacity thanks to the outdoor air). The peripheral area is fitted with recirculation air boxes and heater banks, while the inner area has pressure regulators and variable flow vents.

The telecommunications rooms are air-conditioned with independent air-cooled units featuring relative humidity control.

HVAC system control is automatic and centralized.

RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO / SUMMARY OF DESIGN SPECIFICATIONS

Superficie de parcela / Lot area	7,500 m²
Superficie construida de garaje / Built car park area	36,319.00 m²
Superficie construida de la Torre / Built tower area	71,647.10 m²
Superficie Total / Total area	107,966.10 m²
Superficie planta de oficinas / Office storey area	1,608.80 m²
Altura total torre / Total height	250.00 m
Altura de cornisa / Cornice height	215.00 m
Plantas de garaje / Car park storeys	5
Plantas de oficinas / Office storeys	34
Plantas del edificio s/rasante / Above grade storeys	49
Capacidad del Auditorio / Seating in auditorium	300 personas / 300 people
Plazas de aparcamiento / Parking bays	1.150 plazas 1.150 bays
Ascensores panorámicos / Panoramic lifts:	
Capacidad para 24 personas / Capacity, 24 people	
Velocidad 5 y 8 m/s / Speed 5 and 8 m/s	8 unidades / 8 units
Ascensores interiores / Indoor lifts:	
Capacidad para 24 personas / Capacity, 24 people	
Velocidad 5 y 8 m/s / Speed 5 and 8 m/s	6 unidades / 6 units
Ascensores garaje / Car park lifts:	
Capacidad para 17 personas / Capacity, 17 people	
Velocidad 1.6 m/s / Speed 1.6 m/s	3 unidades / 3 units
Montacargas / Goods lift:	
Capacidad 3.500 Kg / Capacity 3,500 kg	
Velocidad 5 m/s / Speed 5 m/s	2 unidades / 2 units

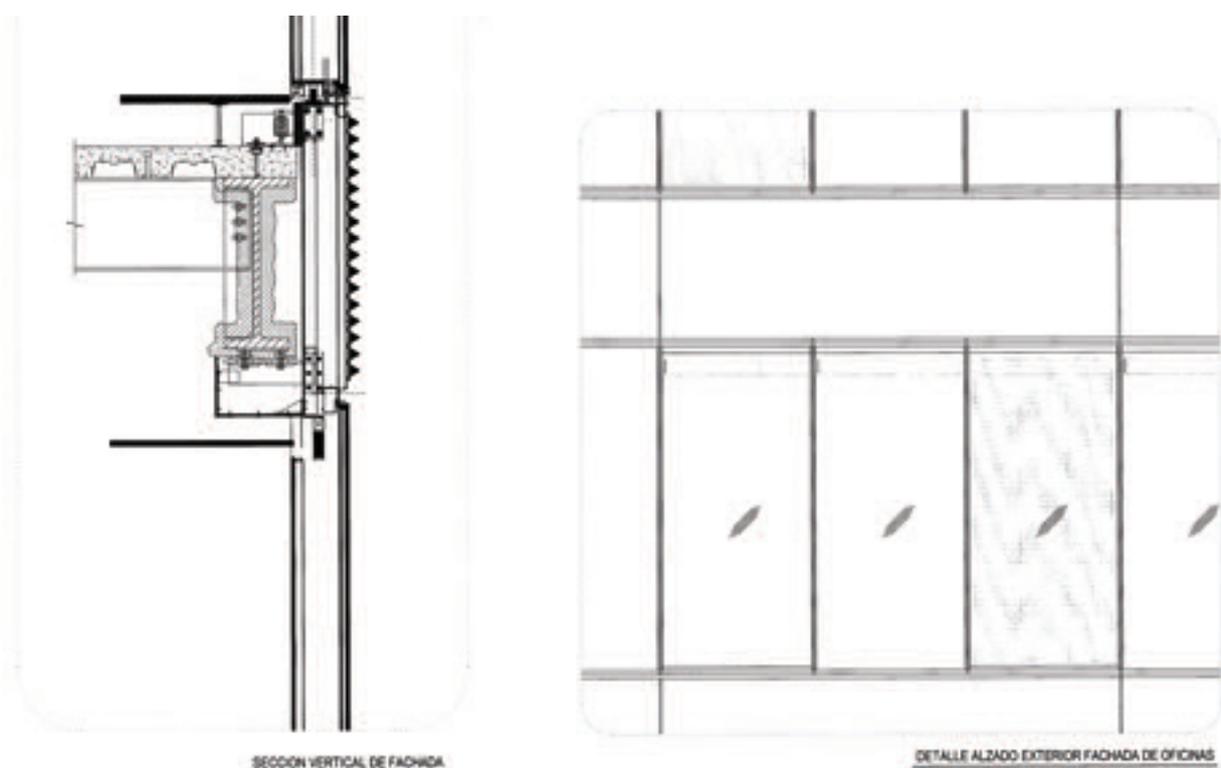


Figura 8. Sección y dibujo frontal del muro-cortina.
Figure 8. Section and front view of glass façade.

exterior de 10+10 mm, cámara de 12 mm y vidrio interior de 8 mm, todos ellos extraclaros (Figura 7). Se dispone otra fachada interior, de vidrio termoendurecido de 10 mm, separada de la exterior 15 cm, que se puede abatir para limpieza (Figura 8). Entre ambas fachadas se ubican persianas motorizadas antideslumbramiento, color aluminio gris RAL 9007. La carpintería es de aluminio lacado, de color negro intenso RAL 9005.

3. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LAS INSTALACIONES

3.1. Climatización

El acristalamiento proyectado es extraclaro, y tiene un coeficiente de transmisión de calor muy bajo. La instalación de persianas motorizadas permitirá la optimización del enfriamiento nocturno en verano y lo contrarrestará en invierno.

La Red de condensación general está basada en ocho torres de refrigeración de tipo cerrado, trabajando sobre dos depósitos de agua de inercia.

El edificio cuenta con 12 Centrales frigoríficas de 550 kW distribuidas por plantas técnicas formadas por múltiples grupos frigoríficos de tornillo condensados por agua.

Central térmica de recuperación de energía basada en combinación del funcionamiento de los grupos frigoríficos en alta temperatura de condensación como bomba de calor interna fachada Sur a fachada Norte.

Central térmica convencional formada por 5 calderas de gas de 475kW, alimentadas por gas natural, de mínimo efecto contaminante, comparadas con otras soluciones.

Climatización en plantas de oficina por climatizador de volumen variable 100% aire (con máxima capacidad de enfriamiento gratuito por el aire exterior). Zona periférica por medio de cajas recirculadas con baterías de calefacción. Zona interna por medio de cajas reguladoras de presión y difusores de caudal variable.

Climatización de salas de telecomunicaciones mediante unidades autónomas de condensación por aire, con control de humedad relativa ambiente.

Control automático centralizado de las instalaciones.

3.2. Electricidad

Suministro en media tensión a 20kV. Centros de transformación en plantas técnicas con 12 transformadores de 800kVA y 2 de 630kVA.

Consumo eléctrico estimado de 22.850 MWh/año.

Grupos electrógenos a 6kV de gas natural en sótano de 5MW.

Grupos electrógenos de gasoil en plantas técnicas de 400kW.

3.3. Mecánicas

Aljibes de 43 m³ de capacidad en plantas sótano, con bombas de trasvase a depósitos superiores de 44 m³.

Red de fluxores y red de agua sanitaria.

Red de saneamiento en fundición, que evacúa por gravedad en sótanos, además de una red enterrada con arquetas separadoras de grasas para el garaje, con pozos de bombeo.

3.4. Incendios

Plantas de garaje sectorizadas con grado de Resistencia al fuego 120min, y sistema de extracción de humos resistente a 400°C durante 2 horas, que garantiza siete renovaciones hora.

Plantas de oficina sectorizadas con grado de Resistencia al fuego 180min.

Sistema de extinción automática por rociadores de agua en todas las plantas: red "húmeda" en garaje y "seca" en oficinas.

Aljibes de 1.500m³ en plantas superiores, con bombas de trasvase de caudal 150m³/h y 27 kg/cm² de presión.

Extinción automática por agua nebulizada en los recintos de telecomunicaciones.

REFERENCIAS

[1] Lakota, G; Alarcón, A.: "Torre Caja Madrid; cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m". Hormigón y Acero, Vol. 59, nº 249, julio-septiembre, 2008

3.2. Electricity

Incoming power is supplied at 20 kV. The transformer stations located in the machine room storeys have twelve 800-kVA and two 630-kVA transformers.

The estimated power demand is 22,850 MWh/year.

Five megawatt, 6-kV natural gas-powered stand-by generator sets are installed in the basement.

The machine room storeys are equipped with 400-kW gasoil-powered stand-by generator sets.

3.3. Mechanical services

The mechanical services include:

43 m³ tanks in the basement storeys, from where water is pumped to the 44 m³ deposits on the upper storeys.

Vacuum flushing and domestic water systems.

A cast-iron gravity drainage system in basements in addition to an underground system with grease traps and pumping wells in the car park.

3.4. Fire protection

The compartmentalization in the car park storeys is 120-min fire rated and the smoke extraction system can resist 400 °C temperatures for two hours, guaranteeing seven air exchanges per hour.

Office storeys are likewise compartmentalized with a 180-min fire rating.

Automatic sprinklers are installed on all storeys, with a wet pipe system in the car park and a dry pipe facility in offices.

The upper storeys have 1,500-m³ water tanks with 150-m³/h, 27-kg/cm² transfer pumps.

Fire protection in the telecommunications rooms consists in an automatic water spray extinction system.

REFERENCES

[1] Lakota, G; Alarcón, A.: "Torre Caja Madrid; cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m". Hormigón y Acero, Vol. 59, nº 249, July-september, 2008

Torre Caja Madrid: cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m en Madrid

Torre Caja Madrid: structural design of a singular 250 m building in Madrid

Gregory Lakota⁽¹⁾, Arántzazu Alarcón⁽²⁾

Recibido / Received: 30/11/2007
Aceptado / Accepted: 31/01/2008

RESUMEN

La estrecha colaboración entre Halvorson and Partners y Foster and Partners ha permitido la creación de una asombrosa torre, sin columnas en planta baja, cuyo peso se reparte solamente entre los dos núcleos extremos. La altísima carga que actúa sobre estos últimos permite resistir eficientemente las acciones del viento. Con un índice alto/ancho de 11 a 1 esta torre es “lo último” en eficacia estructural.

Para conseguir llevar a cabo esta estructura singular las sobrecargas de uso de las diferentes plantas superiores son conducidas hasta los núcleos por cerchas metálicas intermedias que, además, actúan como vigas en un “mega pórtico” para rigidizar la torre.

Se ha dado especial importancia a la redundancia estructural y a la robustez de forma que, ante fallos locales de algún elemento de las cerchas, pueda seguir garantizándose el nivel de fiabilidad de la estructura.

Palabras clave: Edificios altos, Madrid, Cuatro Torres Business Area, Caja Madrid, edificios de oficinas.

SUMMARY

Working closely with Foster and Partners, an astonishing column free base tower was created by supporting the entire weight of the building on only its two end cores. These heavily loaded cores allow the slender tower to efficiently resist wind loads. With a height to width ratio of 11 to 1, this 250 m tower is the ultimate in structural efficiency (See figure 1).

To achieve this unique structure, steel trusses at intermediate mechanical levels channel loads from the floors above to the cores and serve as beams in a ‘mega-frame’ to stiffen the tower.

Special attention was given to redundancy; insuring structural stability should localized damage fail components of these trusses.

Key words: Tall buildings, Madrid, Cuatro Torres Business Area, Caja Madrid, office buildings.

⁽¹⁾ Master Civil Engineering, S.E., P.E. Halvorson and Partners. Chicago (EEUU).

⁽²⁾ Dra. Ingeniera de Caminos. Halvorson and Partners. Chicago (EEUU).

Persona de contacto / Corresponding author: aaalarcon@halvorsonandpartners.com

1. INTRODUCTION

The project site is located on the north-west corner at the intersection of Paseo de la Castellana and Monforte de Lemos crossing, the existing Ciudad Deportiva del Real Madrid (See Figure 2). The development site will consist of four new buildings on parcels P1 through P4, with each building reaching a height of about 250m. Torre Caja Madrid will be located in parcel P1, the southern parcel, and will be the most visible structure on the site when approaching from the south along Paseo de la Castellana (See Figure 3).

The tower footprint will occupy about one third the area of parcel P1, the remaining area on grade will be plaza space consisting of trees, vegetation and roads for building tenant drop off. Below the plaza level and encompassing the whole area of parcel P1 will be five levels of parking. Access to the

parking levels is at the 1st and 2nd levels below grade through a series of tunnels along the South and East sides of the site.

2. FOUNDATIONS

2.1. Subsurface Exploration

The soil borings, laboratory test and field tests were conducted by SGS Tecnos, S.A. and submitted in a report September 2002. It included soil borings ranging from 25 to 60 m below grade as well as Standard Penetration Tests (SPT) and pressuremeter tests. Soils samples were obtained for the performance of conventional size gradation, Atterberg Limit, unconfined compression tests, consolidation tests and direct shear. These last ones were performed upon the more sandy soils within the upper 25m of the soil deposit.

1. INTRODUCCIÓN

El solar está situado en el noroeste de Madrid, en la confluencia del Paseo de la Castellana y de la calle Monforte de Lemos, en la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid (véase la figura 2). El complejo consta de cuatro edificios nuevos, cada uno de aproximadamente 250 m de altura, en las parcelas P1 a P4. La Torre Caja Madrid se sitúa en la parcela P1, al sur, siendo la estructura más visible del complejo al acercarse desde el sur por el Paseo de la Castellana (véase la figura 3).

La torre ocupa aproximadamente un tercio de la superficie de la parcela P1, estando el resto destinado a una explanada con árboles, plantas y calles para el acceso de los usuarios. Bajo la explanada, ocupando toda la superficie de la parcela P1, hay cinco plantas de aparcamiento. El acceso al aparcamiento se realiza desde las plantas primera y segunda bajo rasante mediante una serie de túneles que recorren los costados sur y este del complejo.

2. CIMENTACIÓN

2.1. Exploración del subsuelo

Los sondeos del suelo y los ensayos en laboratorio y sobre el terreno, realizados por SGS Tecnos SA., se presentaron en un informe en septiembre de 2002 en el que se daba cuenta de sondeos del terreno de entre 25 y 60 m bajo rasante, así como de ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos presiométricos. Se obtuvieron muestras del suelo para realizar ensayos convencionales de granulometría, límites de Atterberg, compresión simple, consolidación y corte directo. Estos últimos se realizaron en los suelos más arenosos, situados en los 25 m más superficiales.

2.2. Condiciones del subsuelo

En el informe de SGS se trata en profundidad el tema de las condiciones del subsuelo. El perfil del subsuelo hasta una profundidad de 60 m puede dividirse en dos grandes categorías: un depósito de arenas tosquizas (un suelo arenoso con cantidades considerables de arcilla que la convierten en una capa re-



Figura 1. Vista del edificio antes de la elevación de la estructura del puente de coronación (cortesía de Vistaarea)

Figure 1. Building elevation prior to lifting the plate girder assembly (Courtesy of Vistaarea).



Figura 2. Antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid.
Figure 2. Old practice fields for Real Madrid.

2.2. Subsurface Conditions

The subsurface conditions were thoroughly discussed in the SGS report. The subsurface profile above a depth of 60 m can be divided into two broad categories: the Arena Tosquiza deposit (primarily a sandy soil with significant amounts of clay which makes the deposit relatively impermeable) which generally extends to depths of 15 to 25 m below grade and the Tosco formation (clayey soil with some fine sand). Ground water was encountered in the initial 10 borings at depths ranging from 13 to 16 m below ground surface and is attributed to seepage into the boreholes from the more permeable layers of Miga sand that is embedded within the Tosquiza formation.

2.3. Foundation design

The foundation for the garage columns, which is five levels of parking below grade, consists of isolated and combined spread footings bearing directly on the Tosco clay (See Figure 4). The foundation design for the tower proved to be more challenging since all of the gravity and lateral loads of the tower are carried to the foundation through only the two concrete cores. After considering several options, a plain reinforced concrete mat, bearing on the Tosco clay, was chosen as the tower foundation. The original recommendation was to use a deep foundation consisting of drilled piles supporting a mat. However, studies of this system proved that if the deep foundations were used, the size of the mat on the piles would be approximately the same size as the shallow mat located in the higher soil bearing strata of the Tosco clay. Although settlements for the deep foundation system would be less, the anticipated settlements for the shallow mat foundation system were found to be acceptable. Since the two systems required about the same size mat it was decided that the more cost effective shallow mat system should be used.

The shallow mat foundation for the tower was initially envisioned to be two separate mats, one under each concrete core. With a separate mat below each core the possibility of differential settlements between each core would increase. Although, the analysis proved that the superstructure had sufficient

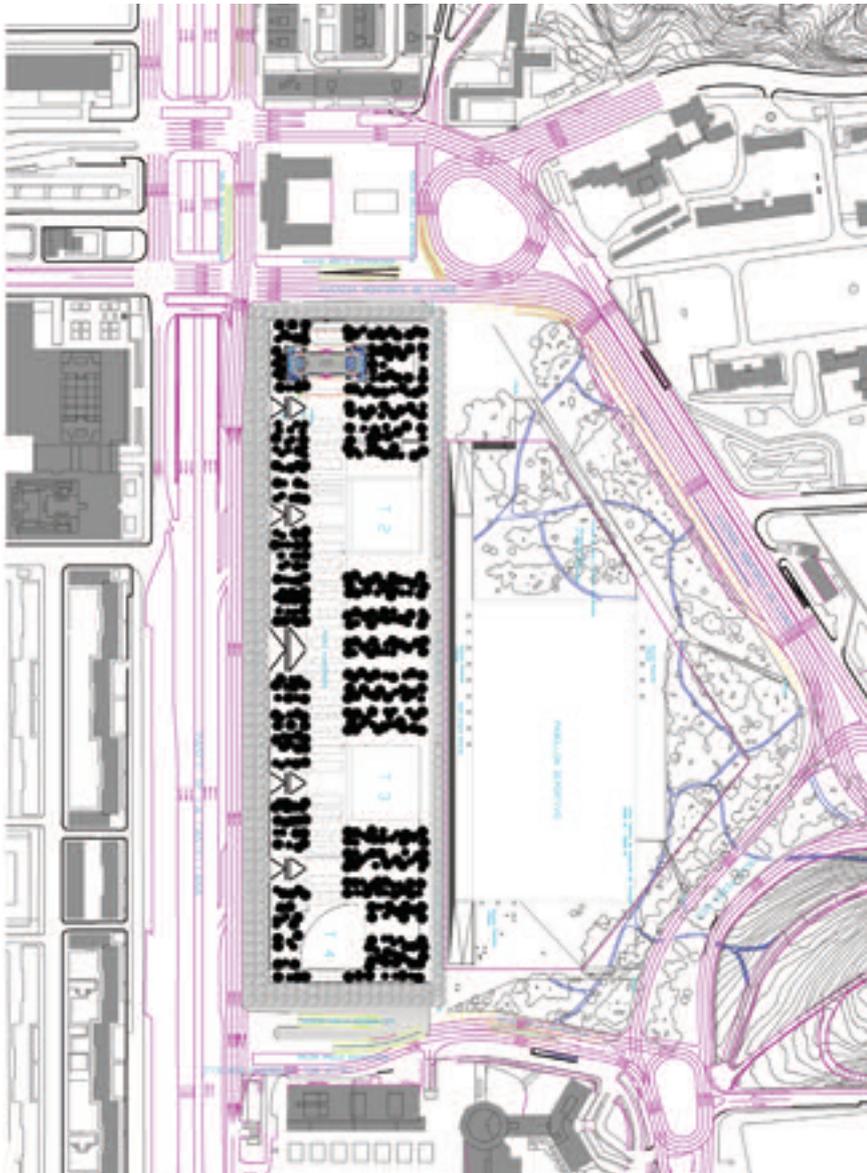


Figura 3. Planta de la CTBA (Cuatro Torres Business Area).
Figure 3. Site Plan of CTBA (Cuatro Torres Business Area).

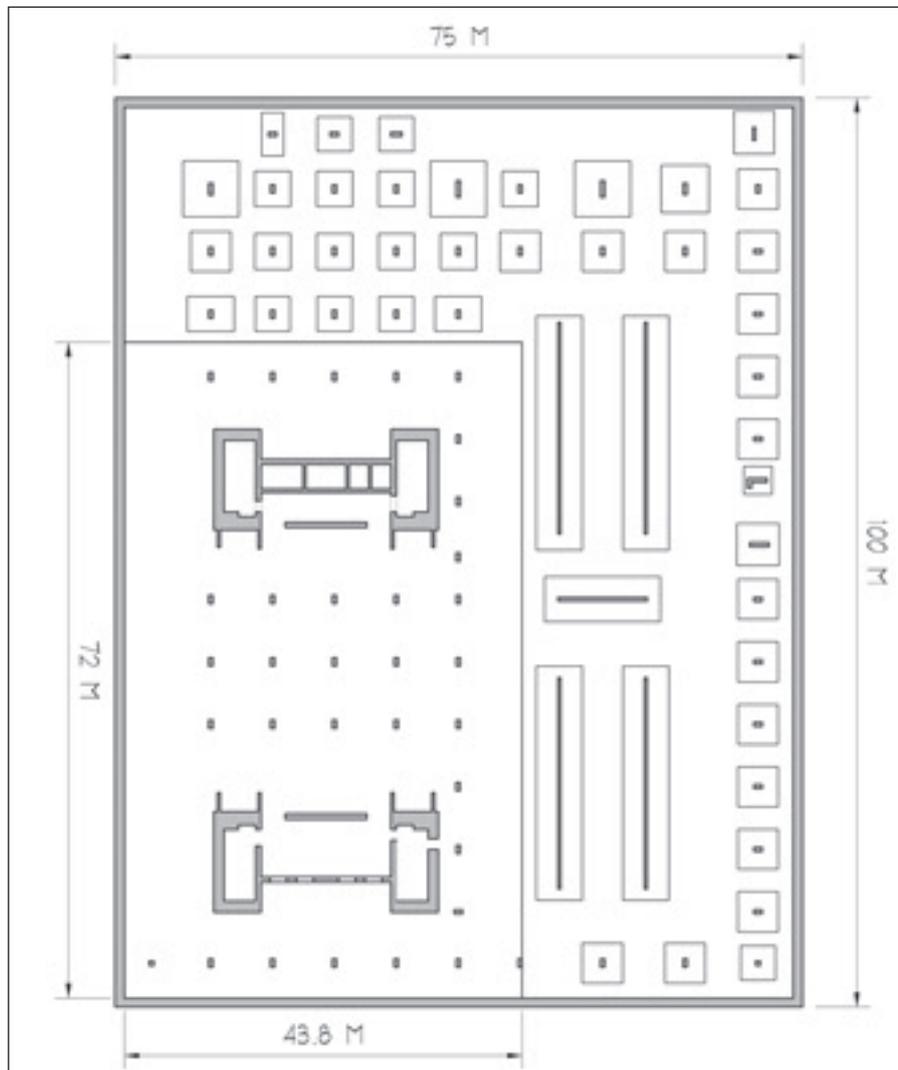


Figura 4. Planta de cimentación.
Figure 4. Foundation plan.

capacity and would have performed well, had the anticipated differential settlements occurred, the owner and the design team agreed to provide the slightly more expensive single mat option, to minimize the differential settlements. The one continuous mat for the two tower cores is 43x72x5 meters thick. The mat's maximum settlement at the center of the core is 5cm with a maximum soil bearing pressure of 715 kPa. At the edge of mat, the settlement is about 2.5 cm; therefore a total deflection of the mat is approximately 2.5 cm between the center and edge of mat.

The mat foundation was analyzed and designed using the finite element software SAFE; the actual gravity and wind load reactions from the ETABS analysis of the full building were used in the foundation analysis. The total load on the mat, including the tower and the tributary portion of the garage and plaza is approximately 760×10^3 kN

when considering dead load, superimposed dead load and live load. The load combinations included full dead and live load plus either wind loads for the east-west direction, or north-south direction.

An inherent redundancy is designed into the entire foundation system in that the mat has been sized to resist all overturning forces with the assumption that no lateral loads will be transmitted into the basement slabs and slurry walls. Although the basement slabs and slurry walls have also been analyzed and designed to resist a portion of the lateral loads, the stiffness of the entire system is dependent on the interaction of the soil and the structure. The interaction of soil and structure is at best an estimate based on the experience of the geotechnical consultants, so the mat and below grade structure and slurry walls have each been designed for the worse case load combination and soil interaction.

lativamente impermeable) que suele llegar a profundidades de entre 15 y 25 m bajo rasante, y toscos arenosos (suelo arcilloso con algo de arena fina). En los diez primeros sondeos se encuentra agua freática en profundidades de entre 13 y 16 m bajo superficie. Esto se debe a la filtración desde las capas más permeables de arena de miga, embebidas en las arenas tosquizas, a las perforaciones realizadas para los sondeos.

2.3. Proyecto de cimentación

La cimentación para los pilares del aparcamiento subterráneo, que cuenta con cinco plantas bajo rasante, consta de zapatas aisladas y corridas que se apoyan directamente sobre los toscos arenosos (véase la figura 4). El proyecto de cimentación de la torre ha supuesto un gran reto, ya que todas las cargas gravitatorias y laterales de la torre se transmiten a los cimientos mediante tan sólo dos núcleos de hormigón. Tras considerar las distintas opciones, se eligió para la cimentación de la torre una simple losa de hormigón armado colocada sobre los toscos. Inicialmente se recomendó la ejecución de una cimentación profunda por pilotes perforados que soportaran una losa, pero los estudios de este sistema demostraron que, si se usaba una cimentación profunda, la losa que debería colocarse sobre los pilotes tendría que tener aproximadamente el mismo canto que la superficial situada en el estrato superior de carga, formada por los toscos. Aunque los asentamientos serían menores en el caso del sistema de cimentación profunda, se consideraron aceptables los previstos para la losa de cimentación superficial. Dado que ambos sistemas precisaban de una losa de aproximadamente el mismo canto, se decidió utilizar el de la losa superficial, que resultaba más económico.

Inicialmente estaba previsto que la losa de cimentación de la torre estuviera formada por dos losas independientes, una debajo de cada núcleo de hormigón. Pero esta opción aumentaría la posibilidad de asentamientos diferenciales entre los núcleos. Aunque los estudios demostraron que la superestructura tenía capacidad suficiente y habría podido resistir los asentamientos diferenciales previstos, la propiedad y el equipo proyectista acordaron adoptar la opción de una sola losa, que era ligeramente más costosa, para mini-

mizar dichos asientos diferenciales. La losa continua para los dos núcleos de la torre mide 43 x 72 m en planta y 5 m de canto. El asiento máximo de la placa en el centro del núcleo es de 5 cm, con una capacidad resistente del suelo máxima de 715 kPa. En el borde de la losa el asentamiento es de unos 2,5 cm, por lo su flecha total es de aproximadamente 2,5 cm entre el centro y el borde.

Se analizó y calculó la losa de cimentación mediante el software de elementos finitos SAFE. Además se emplearon en el estudio de la cimentación las reacciones ante las cargas gravitatorias y la acción del viento que resultaron del análisis ETABS del edificio en su conjunto. La carga total sobre la losa, incluidas la torre y la parte correspondiente del aparcamiento y la explanada es aproximadamente de 760 x 10³ kN, considerando el peso propio, la carga permanente sobrepuesta y la sobrecarga de uso. Las combinaciones de cargas incluían todas las cargas estáticas y las de uso, así como las cargas de viento en las direcciones este-oeste y norte-sur.

Se ha incorporado en todo el sistema de cimentación una redundancia inherente en el sentido de que la losa se ha dimensionado para poder resistir todas las fuerzas de vuelco, suponiendo que no se transmitan cargas laterales a los forjados del sótano ni a los muros pantalla. Aunque los forjados del sótano y los muros pantalla también se han analizado y calculado para resistir una parte de las cargas laterales, la rigidez de todo el sistema depende de la interacción entre el suelo y la estructura. Ésta es, en el mejor de los casos, una estimación basada en la experiencia de los asesores geotécnicos, de modo que la losa de cimentación, la estructura bajo rasante y los muros pantalla se han calculado para la situación más desfavorable de la combinación de cargas y su interacción con el suelo.

3. CARGAS

El cálculo de estructuras de la torre dependía en gran medida del establecimiento de unos criterios precisos para las cargas de cálculo. Se aplicaron las directrices mínimas expuestas en el Eurocódigo [8], incrementando la capacidad cuando así lo solicitaba la propiedad. Las cargas laterales, producidas

por el viento, se determinaron mediante estudios en túnel de viento para definir de forma precisa la interacción del viento con las características dinámicas inherentes al edificio. Las cargas gravitatorias y laterales empleadas en el proyecto de la torre son las siguientes:

3.1. Cargas gravitatorias típicas (Véase la tabla 1)

Cargas gravitatorias del revestimiento exterior:

Oficina: Muro cortina de cristal y aluminio: 0,75 kPa

Pantallas solares: 0,25 kPa

Núcleo: Se supone 1,25 kPa en la zona revestida.

3.2. Cargas laterales

3.2.1. Cargas sísmicas

Según la “Norma de Construcción Sismorresistente” [4] el edificio se considera de “importancia normal”. Según esta instrucción, el cálculo sísmico no es obligatorio si la aceleración sísmica del proyecto es inferior a 0,06 g, como ocurre con esta torre.

3.2.2. Cargas del viento

La norma AE-88 [3] especifica la velocidad y la presión mínimas del viento

3. LOADS

The appropriate structural design of the tower was highly dependent upon establishing an accurate design load criteria. The minimum guidelines set forth in the Eurocode [8] were used in conjunction with providing additional capacity when requested by the owner. The lateral loads, induced by the wind, were determined in conjunction with a wind tunnel analysis to accurately define the interaction of the wind with the buildings inherent dynamic properties. The gravity loads and lateral loads that were used in the design of the tower are as follows:

3.1. Typical Gravity Loads. (See Table 1)

Exterior Cladding Gravity Loads:

Office: Glass and Aluminum Curtain Wall: 0.75 kPa

Sunscreens: 0.25 kPa

Core: Assume 1.25 kPa on clad area.

3.2. Lateral Loads

3.2.1. Seismic loads

According to “Norma de Construcción Sismorresistente” [4] the building is considered as “Normal importance”. According to this code, the seismic cal-

Tabla 1. Cargas gravitatorias típicas
Table 1. Typical gravity loads

Nivel Level	Carga estática (kPa) Dead Load (kPa)	Sobrecarga de uso (kPa) Live Load (kPa)
Aparcamiento / Parking	9,5	4
Oficina típica / Typical Office	4,5	3
Planta técnica Mechanical Plant	12,5	11
Entreplanta técnica Mechanical Mezzanine	7,75	5
Oficina sobre nivel técnico Office Above Mech.	9,25	4,5
Núcleos / Cores	13/48	5

Tabla 2. Velocidad y presión del viento
Table 2. Wind speed and wind pressures

Altura (m) Height (m)	Velocidad del viento (m/s) Wind Speed (m/s)	Presiones N-S (kPa) N-S Pressures (kPa)	Presiones E-O (kPa) E-W Pressures (kPa)
Más de 100 m / Above 100m	45	1,5	1,56
31-100 m / 31 to 100m	40	1,2	1,25
11-30 m / 11 to 30m	34	0,9	0,936
0-10 m / 0 to	28	0,6	0,624

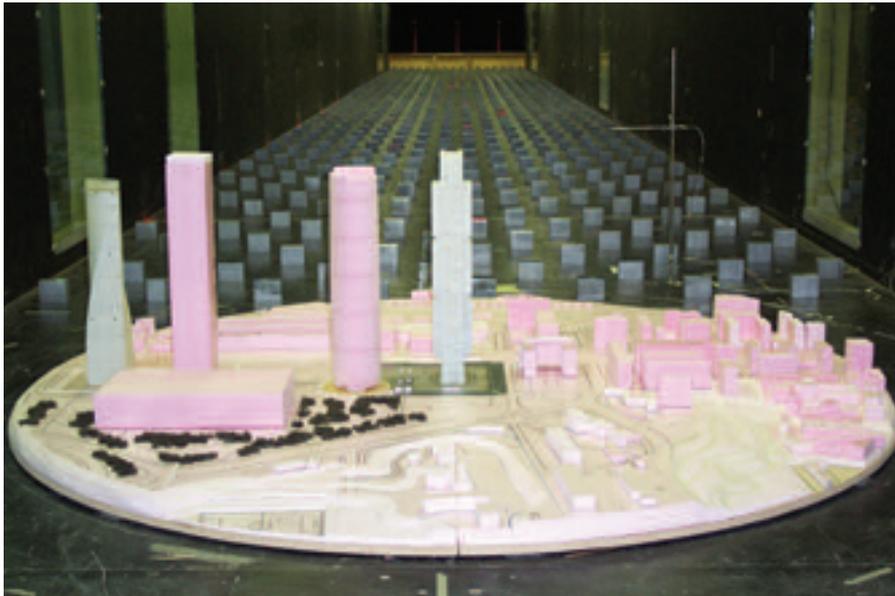


Figura 5. Modelo para el ensayo en túnel de viento.
Figure 5. Wind tunnel proximity model

ulation is not mandatory if the Design Seismic Acceleration is less than 0.06 g which is the case with this tower.

3.2.2. Wind loads

AE-88 [3] specified a minimum wind speed and minimum wind pressure to be used when designing the wind force resisting system for a building. The minimum requirements are based on code specified 10 minute average wind speed (Table 2).

The average has been chosen in Europe as the mean velocity of the wind averaged over an interval of ten minutes measured at a normalized elevation of 10 m on a soil with roughness length $Z_0 = 0.05$ m and having a 50 year mean recurring interval.

The lateral loads used for the design of the tower considered the code required minimum values and the values

that were obtained through a wind tunnel study.

The Project Design Lateral Loads are the loads obtained in the wind tunnel corresponding to a period (T) of T=50 years, and damping $\alpha=2\%$, or the required minimums established in AE-88 [3], whichever was larger.

The total building base shear and moments due to the wind are approximately 21,000 kN shear and 3,189,000 kN-m overturning moment in the north south direction and 17,000 kN shear and 2,397,000 kN-m overturning moment in the east west direction.

4. WIND TUNNEL

The wind tunnel studies were performed by the Alan G. Davenport Wind Engineering Group at the University of Western Ontario in Canada (See Figure 5).

que deben aplicarse para calcular el esquema resistente a la fuerza del viento de un edificio. Los requisitos mínimos se basan en la velocidad media durante 10 minutos especificada en la norma, según se indica en la Tabla 2.

En Europa la media se ha definido como la velocidad del viento promediada durante un intervalo de diez minutos, medida a una altura normalizada de 10 m sobre un suelo con un coeficiente de rugosidad $Z_0=0,05$ m y un intervalo de recurrencia medio de 50 años.

Las cargas laterales utilizadas para proyectar la torre tenían en cuenta los valores mínimos exigidos por la norma y los valores obtenidos mediante un estudio en túnel de viento.

Las cargas laterales de cálculo son las cargas obtenidas en el túnel de viento correspondientes a un periodo (T) de 50 años y un amortiguamiento $\alpha=2\%$, o los mínimos exigidos en la norma AE-88 [3], lo que sea mayor.

Según estos cálculos, en la base del edificio la fuerza cortante total debida al viento es de 21.000 kN en dirección norte-sur y de 17.000 kN en dirección este-oeste, siendo los momentos totales de vuelco de aproximadamente 3.189.000 kNm y de 2.397.000 kNm en dichas direcciones, respectivamente.

4. TÚNEL DE VIENTO

Los estudios en túnel de viento fueron realizados por el Grupo de Ingeniería de Viento Alan G. Davenport de la Universidad de Ontario Occidental de Canadá (véase la figura 5).

Además de determinar las presiones del viento de cálculo para la torre, el tú-



Figura 6. Sección Este-Oeste.
Figure 6. Section EW.



Figura 7. Sección Norte-Sur.
Figure 7. Section NS.

nel de viento se utilizó también para evaluar las velocidades del viento en la base del edificio con el fin de determinar los efectos sobre los peatones, las presiones sobre los revestimientos y las aceleraciones del edificio con vientos normales y con vientos con un intervalo de recurrencia de 10 años.

Cuando se empezó a proyectar el edificio, se desconocía si los cuatro edificios de Cuatro Torres Business Area se construirían de forma simultánea o no; y los efectos del viento en la Torre Caja Madrid podrían variar considerablemente dependiendo de si había sólo un edificio o estaban ya los cuatro. Por consiguiente se realizaron ensayos con tres supuestos de configuración del entorno: sólo con la torre, con dos torres (Torre Caja Madrid y Torre Espacio) y con las cuatro torres y el complejo deportivo. Para el cálculo, se emplearon las situaciones más desfavorables de cargas y aceleraciones del edificio en las tres configuraciones.

A la hora de proyectar un rascacielos, el estudio en túnel de viento no sólo es importante para determinar las cargas estructurales, sino también para determinar las aceleraciones de los edificios. Si las aceleraciones son demasiado

grandes, los usuarios del edificio pueden sentir que el edificio se desplaza cuando haya vientos fuertes. Para un edificio de oficinas, las aceleraciones suelen ser aceptables si no superan los 20 mG (o el 2 % de la aceleración debida a la gravedad) [2]. Las aceleraciones de la Torre Caja Madrid se situaban justo por debajo de 20 mG, por lo que eran aceptables.

Las previsiones de cargas y aceleraciones se determinaron con un modelo climático basado en los datos recogidos en el Aeropuerto de Madrid-Barajas entre 1973 y 1993 (gradiente medio de la velocidad del viento en 10 años de 35,2 m/s y gradiente medio de la velocidad del viento en 50 años de 41,3 m/s). Las direcciones del viento más importantes en este modelo climático eran OSO y NNO.

5. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

5.1. Torre

La Torre Caja Madrid es un edificio singular en cuanto que ninguno de los pilares de la estructura de la torre llega hasta los cimientos (véanse las figuras 6

In addition to determining the design wind pressures for the tower, the wind tunnel was also used to evaluate the wind speeds at the base of the buildings, to determine the effects on pedestrians; cladding design pressures; and the buildings accelerations during a typical wind event and a 10 year reoccurring wind event.

At the time the building design began, it was unknown whether or not all four buildings of the Cuatro Torres Business Area would be built simultaneously; and wind effects on Torre Caja Madrid could be significantly different if there was only one building on the site or all four buildings. Therefore, three configurations of the surroundings were tested: one with the tower alone, another with two towers: Torre Caja Madrid and Torre Espacio and the third with the four towers and the Sports Arena. The worst case loads and building accelerations for the three configurations were used in the design.

For tall building design, the wind tunnel study is important not only to determine the structural loads, but also to determine the buildings accelerations. If the accelerations are too large, users of the building may sense the buildings

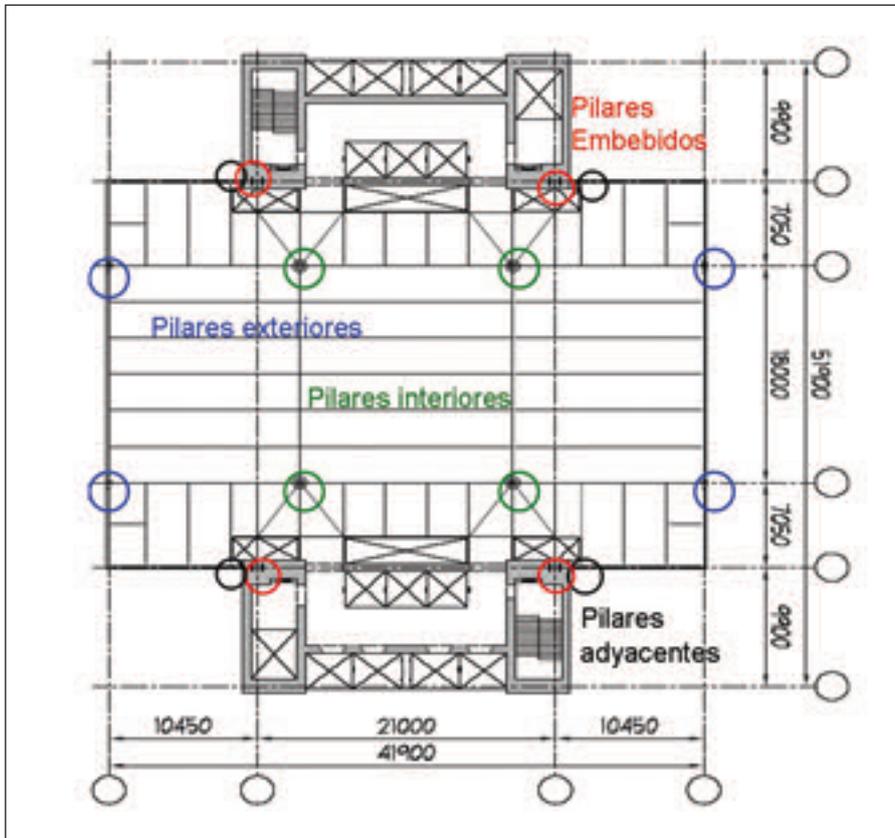


Figura 8. Planta típica de forjado con indicación de la situación de pilares.
Figure 8. Typical floor plan with columns noted.

movements during a wind event. For an office building, accelerations are generally acceptable if they do not exceed 20 milli-g's (or 2% of the acceleration due to gravity) [2]. The accelerations for Torre Caja Madrid were just slightly below 20 milli-g's and therefore acceptable.

The predictions for loads and accelerations were determined using a climate model based on the 1973-1993 data set for Barajas Airport in Madrid (once in 10 year mean gradient wind speed of 35.2 m/s and a once in 50 year mean gradient wind speed of 41.3 m/s). The most important wind directions in this climate model are between WSW and NNW.

5. GENERAL DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

5.1. Tower

Torre Caja Madrid is a unique building in that none of the columns of the tower structure extend down to the foundations (See Figures 6 & 7). All columns transfer to the cores before the plaza level, giving the reception / lobby a large open column free space. The

structure of this building consists of two concrete cores that are linked together at three locations over the height of the building. The links between the cores are a pair of two-story trusses, which not only link the cores but also support the 11 to 12 floors above each truss. Essentially the building floors are divided into three segments, where each seg-

and 7). Todos los pilares transmiten las cargas a los núcleos antes de llegar al nivel de la explanada, haciendo que el vestíbulo / recepción sea un gran espacio diáfano. La estructura de este edificio consta de dos núcleos de hormigón unidos entre sí en tres puntos a lo largo del edificio. Estas uniones entre los núcleos constan de un par de cerchas que abarcan dos plantas y que, además de unir los núcleos, soportan las 11 o 12 plantas situadas por encima de ellas. Fundamentalmente, las plantas del edificio se dividen en tres bloques, cada uno de los cuales consta de 11 o 12 plantas que se apoya en las cerchas que unen los dos núcleos. Todas las plantas técnicas del edificio se encuentran en los niveles de dos plantas que conforman estas cerchas.

La planta típica de oficinas mide 32 m en dirección este-oeste y 42 m en dirección norte-sur, y se encuentra situada entre los dos núcleos, que distan 32 m el uno del otro. Los núcleos miden 23 m en dirección norte-sur, de modo que el forjado tiene un vuelo hacia el norte y el sur de 9,5 m respecto a los núcleos. Este forjado se apoya en las cerchas de las plantas técnicas y una viga Vierendeel que hay en cada planta. El forjado consta de vigas de ala ancha de acero, con una separación típica de 3m entre ejes, en las que se apoya una chapa colaborante de 150 mm de espesor. El conjunto del forjado es soportado por cuatro pilares interiores y cuatro exteriores. Todos estos pilares transmiten las

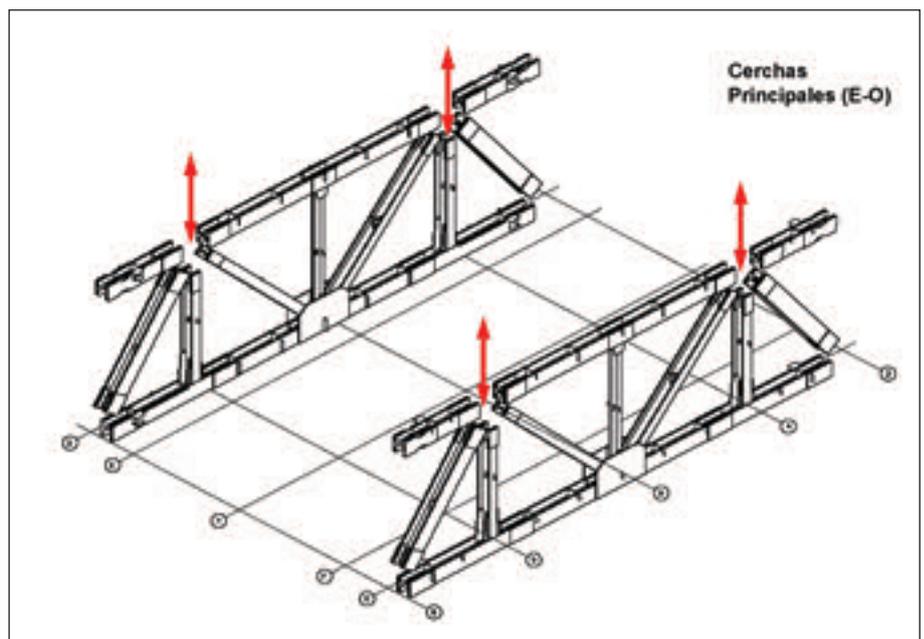


Figura 9. Cercha Este-Oeste. Las flechas rojas indican la situación de las cerchas Norte-Sur.
Figure 9. Truss East-West. Red arrows denote location of North-South trusses.

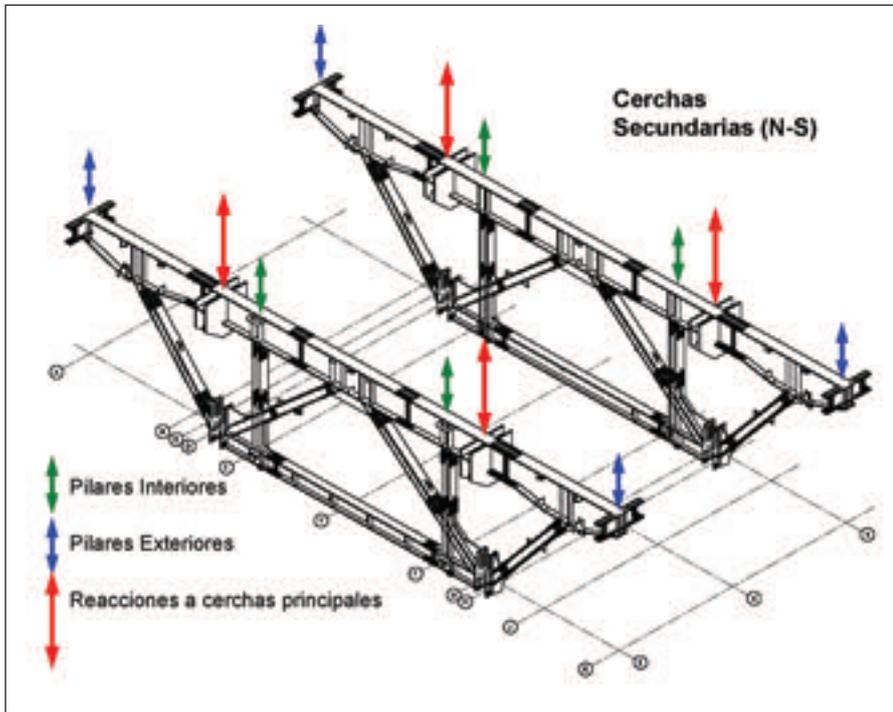


Figura 10. Cerchas Norte-Sur.
Figure 10. Truss North-South.

cargas a los núcleos a través de las cuatro cerchas que existen en cada una de las plantas técnicas (véase la figura 8). Las cerchas principales que unen los núcleos en sentido este a oeste soportan las cerchas secundarias, que se disponen en dirección de norte a sur. Los ocho pilares se apoyan en las cerchas secundarias (véanse las figuras 9 y 10). Todas las cerchas están fabricadas con perfiles armados en chapa S460NL. En las uniones atornilladas de las cerchas se empleó tornillería ASTM490 de alta resistencia de 1 1/2 pulgadas de diámetro (véase la figura 11). También fue necesario utilizar arandelas DTI (indicadores directos de tensión) para asegurar el control del apriete.

Los dos núcleos son los únicos elementos verticales de la torre que llegan hasta los cimientos. Cada núcleo mide 10 m en dirección este-oeste y 23 m en dirección norte-sur, con muros de hormigón cuya resistencia varía entre los 55 MPa y los 40 MPa y cuyo grosor oscila entre 1,2 m y 0,30 m. En dirección norte-sur cada núcleo resiste su parte de las cargas del viento, mientras que en la dirección este-oeste los núcleos están unidos por las cerchas principales para resistir las cargas del viento de cálculo (figura 12). En los cordones de las cerchas principales se desarrollan grandes fuerzas debido tanto a las cargas de gravedad de las plantas como a

las cargas del viento. Las cerchas transmiten las fuerzas verticales y horizontales a los muros de los núcleos, por lo que se han embebido en cada uno éstos dos pilares de acero (véase la figura 13). El pilar de acero embebido permite unir directamente las cerchas al núcleo. Las cerchas transmiten una gran carga vertical al pilar de acero embebi-

ment is an 11 to 12 story structure that is supported on trusses that span between the two cores. All mechanical floors for the building are located with in the two-story truss levels.

The typical office floor of the building is 32 m in the east west direction by 42 m in the north south direction, and is located between the two cores which are 32 m apart. The cores are 23 m long in the North South direction, so the floor plate cantilevers 9.5 m to the north and south of the cores. The cantilevered floor plate is supported through the combination of the cantilever trusses at the mechanical levels, and a Vierendeel frame at each floor. The floor framing consists of steel wide flange beams, typically at 3 m on center, with a 150mm composite metal deck slab. The floors are supported on four interior columns and four exterior columns. All eight columns transfer to the cores through the four trusses at each mechanical level (See Figure 8). The primary trusses span East-West between the cores and support the secondary trusses that span north-south. The eight columns are supported on the secondary trusses (See Figures 9 &10). All trusses consist of built-up steel plate members of S460M material. The truss connections are field bolted with 1 1/2 inch diameter A490 high strength bolts (See Figure 11). Proper bolt tensioning through the

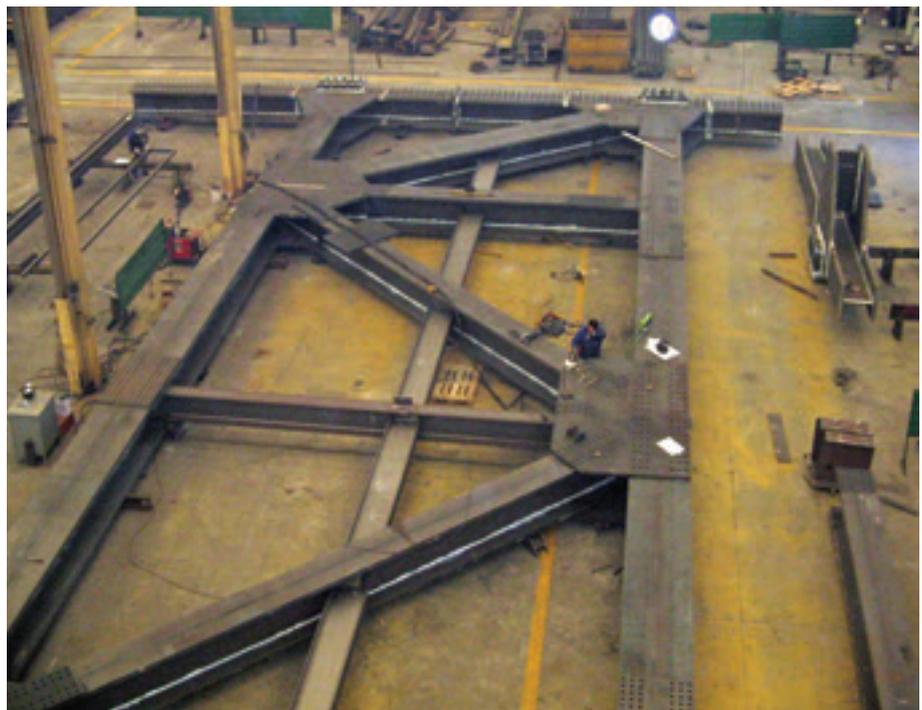


Figura 11. Montaje en taller de cercha principal para asegurar una fabricación adecuada (cortesía de SGS)

Figure 11. Shop assembly of primary truss to ensure proper fabrication (Courtesy of SGS).

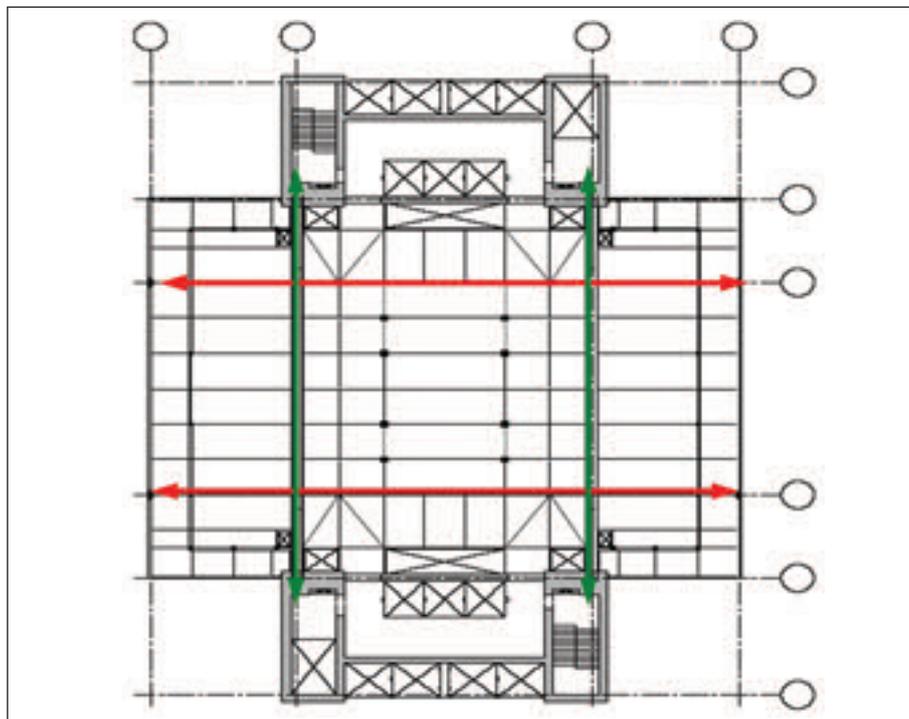


Figura 12. Las flechas verdes indican la posición de las cerchas principales y las flechas rojas la de las secundarias.
Figure 12. Green arrows denote location of primary trusses. Red arrows denote secondary trusses

use of direct tension indicators was also necessary.

The two cores are the only vertical elements of the tower that extend to the foundation. Each core is 10m in the east-west direction by 23m in the North-South direction with concrete walls that vary in strength from 55MPa to 40MPa and thickness from 1.2 m to 0.30 m. In the north south direction, each core resists its share of the wind load, while in the east west direction the cores are linked by the primary trusses to resist the design winds loads (Figure 12). Large chord forces develop in the primary trusses due to both the floor gravity loads and the wind loads. The trusses induce both vertical and horizontal forces into the core walls; for this reason two steel columns are embedded with in each core (See Figure 13). The embedded steel column allows for a direct connection of the trusses to the core. Since the trusses induce a large vertical load to the embedded steel column, shear studs welded to the flange and web of the columns will transfer the vertical load from the steel column to the concrete cores.

The horizontal forces from the trusses are a result of several conditions. Under gravity loads only, the trusses will induce a moment at the cores. The

bottom chord and end diagonal of the trusses will push the cores apart, while the top chords will pull the cores together. Under wind loads, the moments the trusses induce in the core walls will reverse depending on wind direction. The bottom chord of the trusses is generally in tension, due to the compressive thrust of the truss end diagonal (See Figures

do, que a su vez la transmite, a través de conectores soldados al ala y alma del mismo, al hormigón de los núcleos.

Las fuerzas horizontales procedentes de las cerchas son el resultado de distintos factores. Cuando están solicitadas sólo por cargas gravitatorias, producen un momento en los núcleos. El cordón inferior y la diagonal en el extremo de las cerchas separan los núcleos, mientras que los cordones superiores los unen. En presencia de cargas del viento, los momentos que las cerchas transmiten a los muros de los núcleos se invierten en función de la dirección del viento. El cordón inferior de las cerchas está por lo general en tracción, debido al empuje de compresión de la diagonal del extremo de la cercha (véanse las figuras 14a y 14b). Con el fin de conseguir la redundancia frente a las fuerzas de tracción de los cordones inferiores de la cercha, se dispone un postensado a nivel del cordón inferior con el fin de unir los núcleos. La combinación del empuje de las cerchas y del postensado a nivel de los cordones inferiores minimiza las cargas horizontales totales introducidas en el núcleo.

Las cargas horizontales procedentes de las cerchas son excéntricas respecto al centro de gravedad de los núcleos. Para que los muros de los núcleos se comporten como una unidad y resistan las cargas horizontales de las cerchas, se

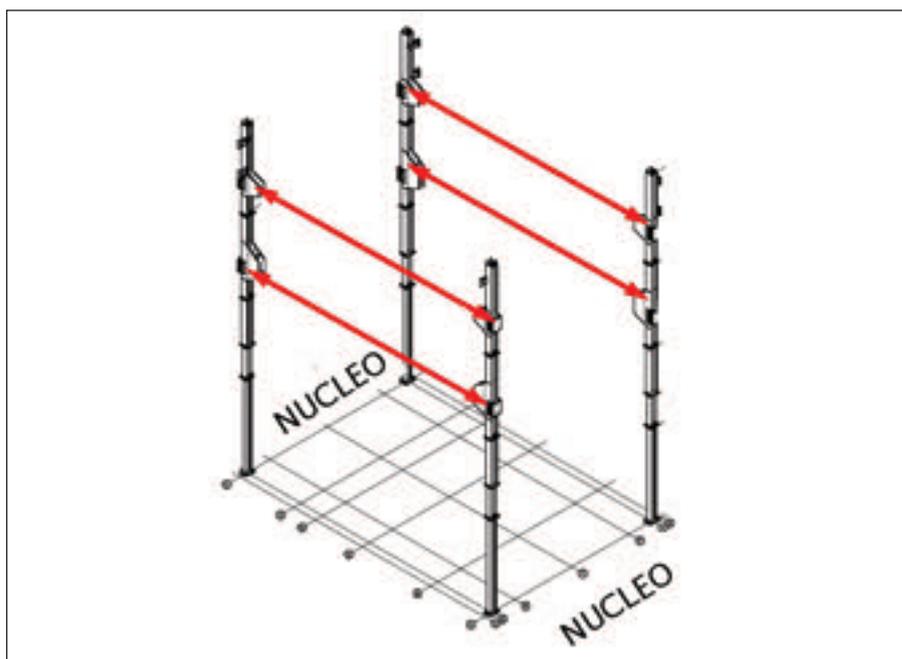


Figura 13. Columnas embebidas con cartelas de montaje a las que se conectan las cerchas principales
Figure 13. Embedded columns with gusset plates to receive primary trusses.



Figura 14a. Conexión del cordón inferior de la cercha principal
 Figure 14a. Primary truss bottom chord connection.

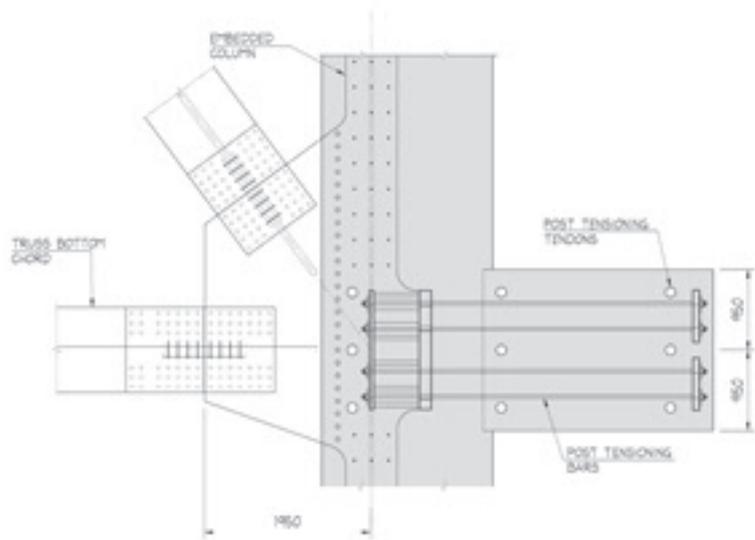


Figura 14b. Detalle de la conexión del cordón inferior.
 Figure 14b. Bottom chord connection detail.

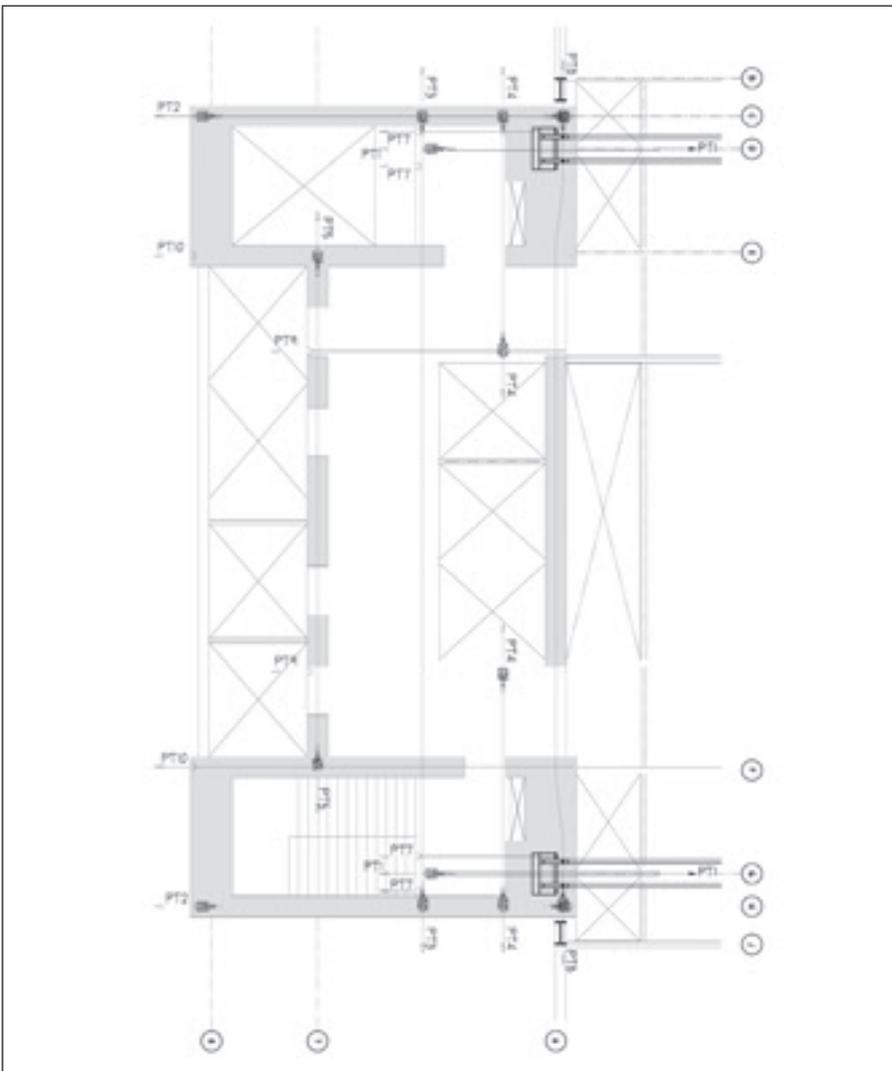


Figura 15. Planta del postesado de la placa-diafragma del núcleo al nivel de los cordones.
 Figure 15. Plan of Post-Tensioning in core slab at truss chord levels.

dispone una losa de 1,9 m actuando como diafragma a nivel del cordón superior e inferior de cada cercha (véase la

figura 15). Este diafragma está postesado en ambas direcciones para transmitir las cargas horizontales a todos los

14a & 14b). To provide redundancy for the tension forces in the bottom chords of the truss, post-tensioning is provided along the bottom chord to pull the cores together. The combination of the thrust from the trusses plus the post-tensioning at the bottom chords will minimize the total horizontal loads induced into the core.

The horizontal loads from the trusses are eccentric to the centroid of the cores. To force the core walls to act as a unit and resist the horizontal truss loads, the cores are tied together with a 1.9 m diaphragm slab at each top and bottom truss chord (See Figure 15). The diaphragm slab is post-tensioned in both directions to transfer the horizontal loads to all the core walls (See Figure 15). The post-tensioning of the diaphragm slabs is a sequenced procedure that progresses as the floors above each truss level are constructed. To minimize the magnitude of moment the trusses induce in the core under gravity loads, the bolts in the top chord connection of the trusses to the core are not fully tightened until all the dead load has been applied to the truss (See Figure 16).

Creep and shrinkage of the concrete cores has been accounted for by allowing for vertical movement of two structural components. The Vierendeel frame at the perimeter of every office floor has columns that are located adjacent to the core wall. These columns have been detailed to allow for vertical movement at the mid-height between each floor;

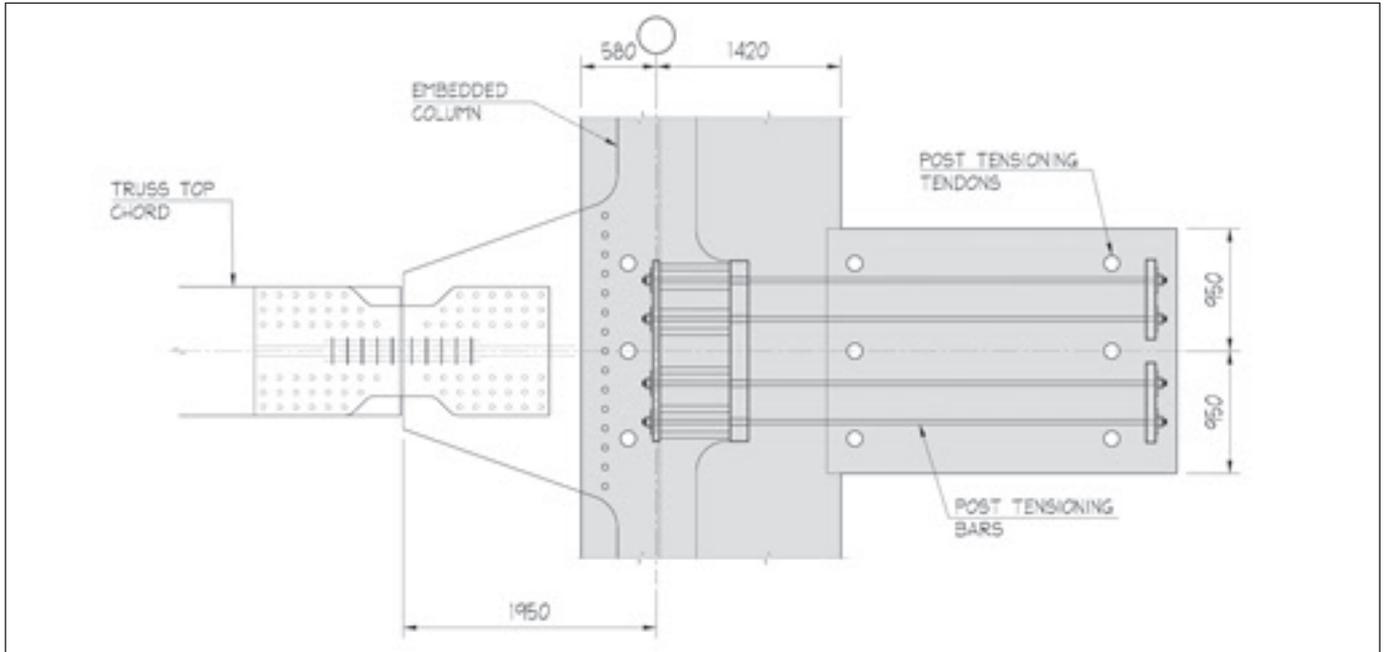


Figura 16. Conexión del cordón superior de la cercha.
Figure 16. Truss top chord connection.

while still resisting the shear forces from the frame (See Figure 18 & 19). The other location where connections are detailed for movement is at the mechanical levels 2 and 3. The segment of framing between the edge of the mechanical framing and the exterior Vierendeel frame connects two separate 11 or 12 story segments of the tower floors. Creep of the concrete core will cause the floors segments supported at different truss levels to move different magnitudes, so the connection between each is detailed to allow for the movement.

5.1.1. Robustness and Redundancy

Since the tower was designed after September 11 2001, robustness and redundancy were included in the design. Each of the 11 or 12 story segments of the building is independent of the other. The four interior columns are detailed such that the vertical movement of one segment does not load the other. However, to provide a safe level of redundancy in the event that a truss chord or diagonal at one level is destroyed, the other trusses can prevent a complete building failure. The trusses and interior columns are designed to resist service level loads of two 11 or 12 story segments of the building. If the first level trusses were gone, the first segment columns are designed to hang (columns

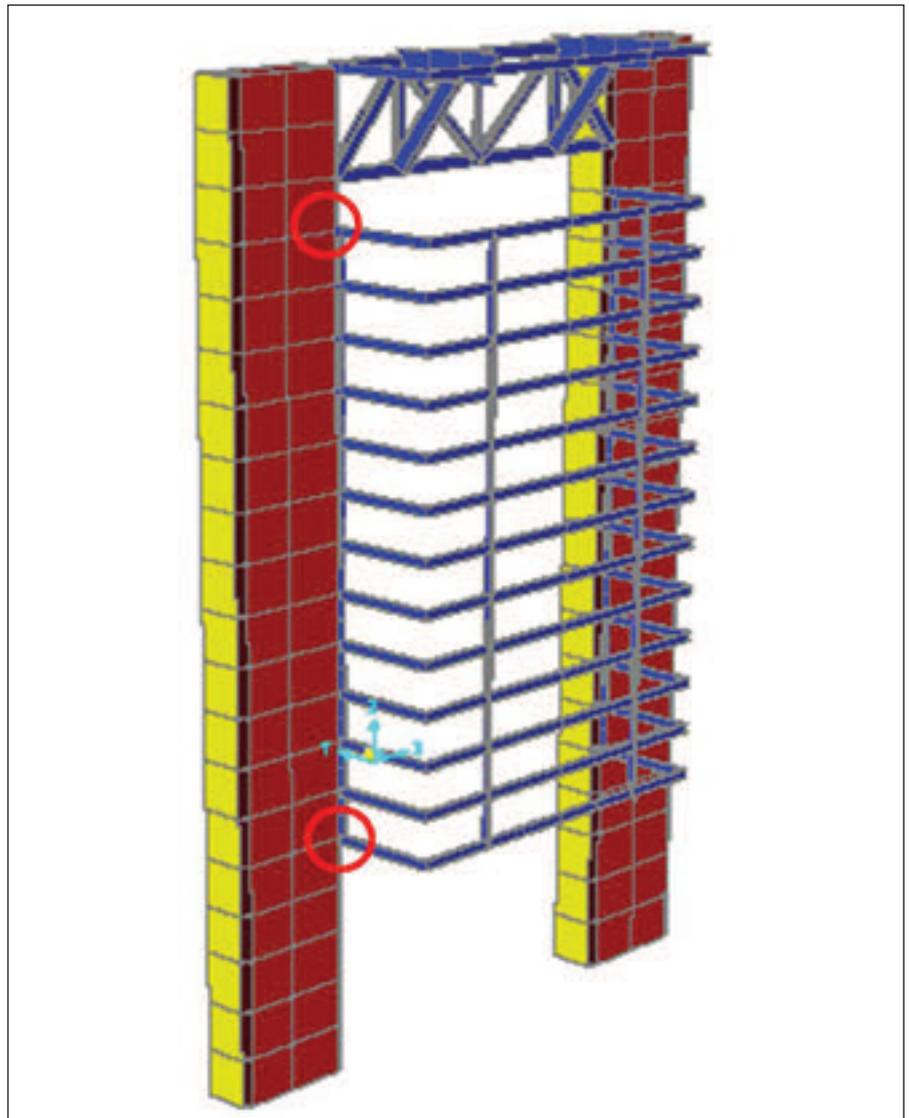


Figura 17. Modelo del programa SAP de las columnas adyacentes al núcleo.
Figure 17. Sap model of columns adjacent to cores.

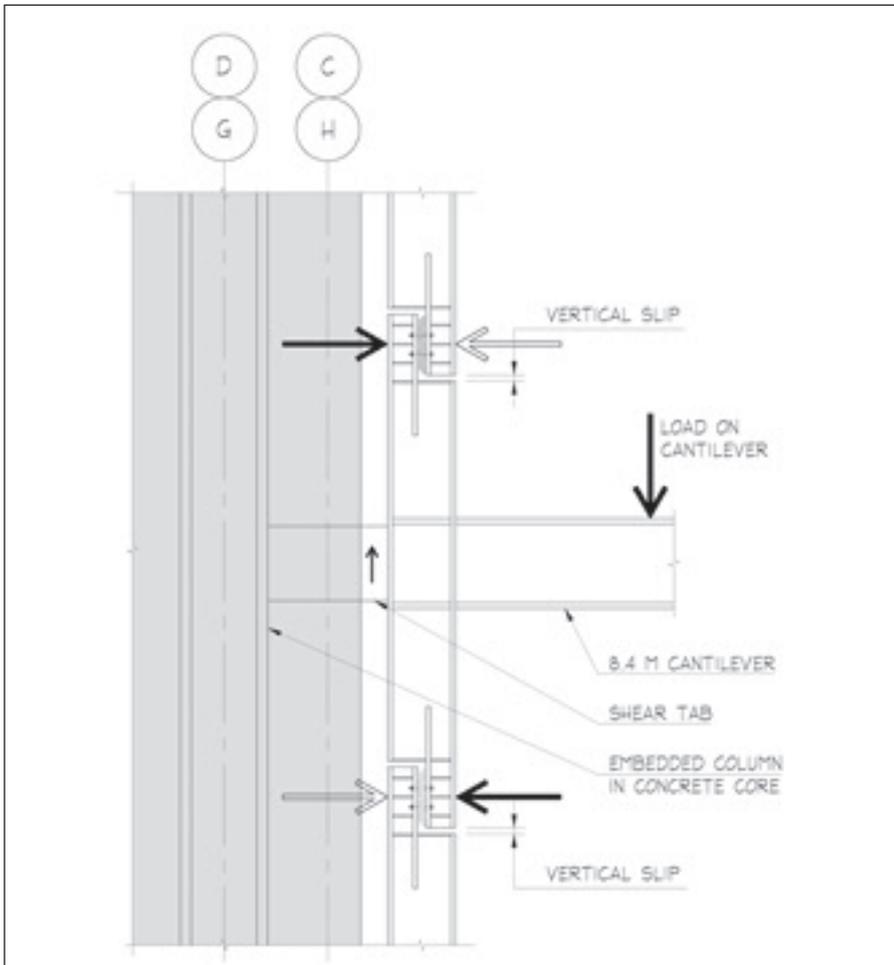


Figura 18. Las cargas gravitatorias del entramado de forjado en voladizo son soportadas mediante una unión a los muros del núcleo simplemente resistente a cortante. La coacción al momento flector la proporcionan el pilar de acero adyacente al muro del núcleo.

Figure 18. Gravity loads from the cantilevered floor framing are supported by a simple shear connection to the core walls. Moment restraint is provided by the steel column adjacent to the core wall.

muros de los núcleos (véase la figura 15). El postensado de los diafragmas es un procedimiento progresivo que avanza a medida que se construyen las plantas por encima de cada cercha. Para minimizar la magnitud del momento que las cerchas introducen en los núcleos por las cargas de gravedad, la tornillería de la unión del cordón superior de las cerchas con el núcleo no se aprieta completamente hasta que la cercha entra totalmente en carga (Véase la figura 16).

Para compensar la fluencia y la retracción de los núcleos de hormigón, se permite el desplazamiento vertical relativo entre dos elementos estructurales. La estructura Vierendeel que hay en el perímetro de cada planta de oficinas cuenta con pilares situados junto al muro del núcleo. El diseño de detalle de estos pilares permite el desplazamiento vertical a media altura entre cada planta, pero resiste las fuerzas de cortante procedentes de la es-

tructura (véanse las figuras 18 y 19). El otro punto en que el detalle de las uniones permite el desplazamiento se encuentra en las plantas técnicas 2 y 3. El tramo de estructura situado entre el borde de la estructura técnica y la estructura Vierendeel exterior une dos bloques independientes de 11 o 12 plantas de la torre. La fluencia del núcleo de hormigón provoca que los bloques de plantas soportados por los distintos niveles de cerchas se desplacen diferencialmente, por lo que el detalle de la unión entre ellos permite ese desplazamiento.

5.1.1. Robustez y redundancia

Al haber sido proyectada la torre con posterioridad al 11 de septiembre de 2001, el proyecto incorpora los criterios de solidez y redundancia. Cada uno de los bloques de 11 o 12 plantas del edificio es independiente de los otros. Los

in tension) from the second level truss so the second truss would have one segment in compression and one in tension. If the second level truss were gone, the first level columns and trusses can support the 12 floors of the second segment or they could hang from truss 3 so truss 3 would have a segment in compression and one in tension. If truss 3 fails, truss two can support 2 segments in compression. (See Figures 20 & 21)

Although each truss system is designed to prevent total collapse in the wake of an individual truss failure, the large structural deflections associated with such an event would render the office floors non-functional.

5.2. Garage:

The garage and plaza level structure is all reinforced concrete and expands 18 m below grade. It consists of a Plaza level and five levels used for parking. The floor framing below grade is waffle slab construction with a typical depth of 0.45 m and a rib spacing of 0.84 m on center in each direction. The waffle slab is supported on columns, perimeter walls and the tower core walls. The



Figura 19. Columna adyacente al núcleo.
Figure 19. Column adjacent to the core.

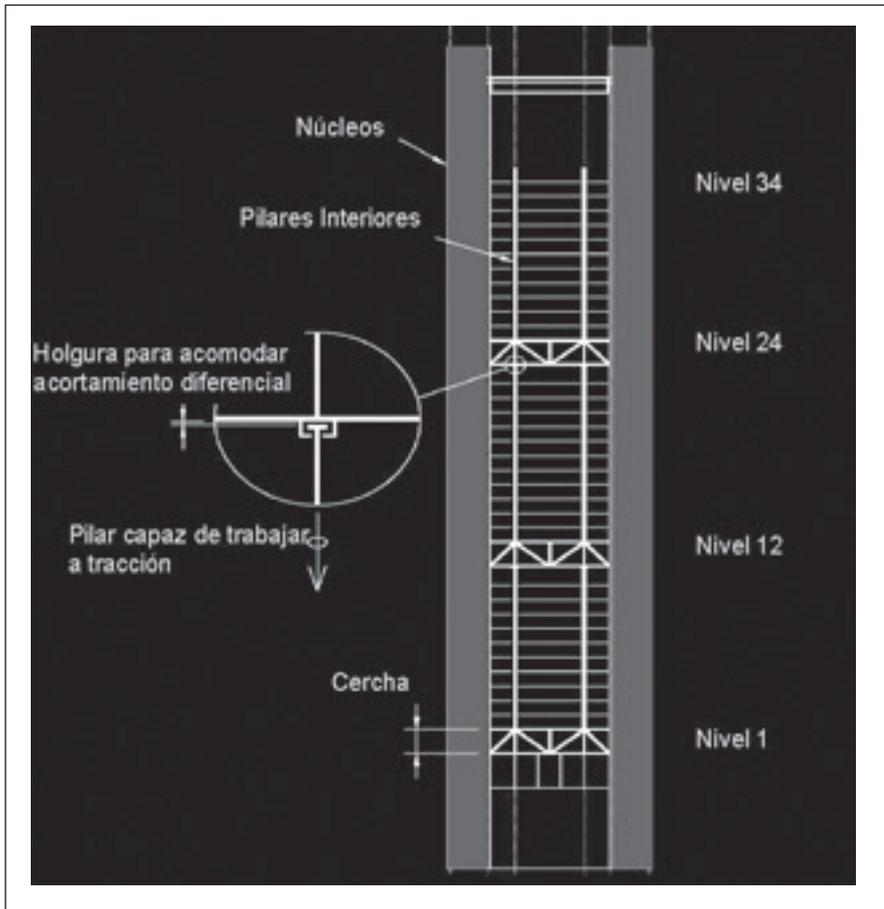


Figura 20. Solidez (¿rigidez?) de las cerchas principales.
Figure 20. Robustness of primary trusses.

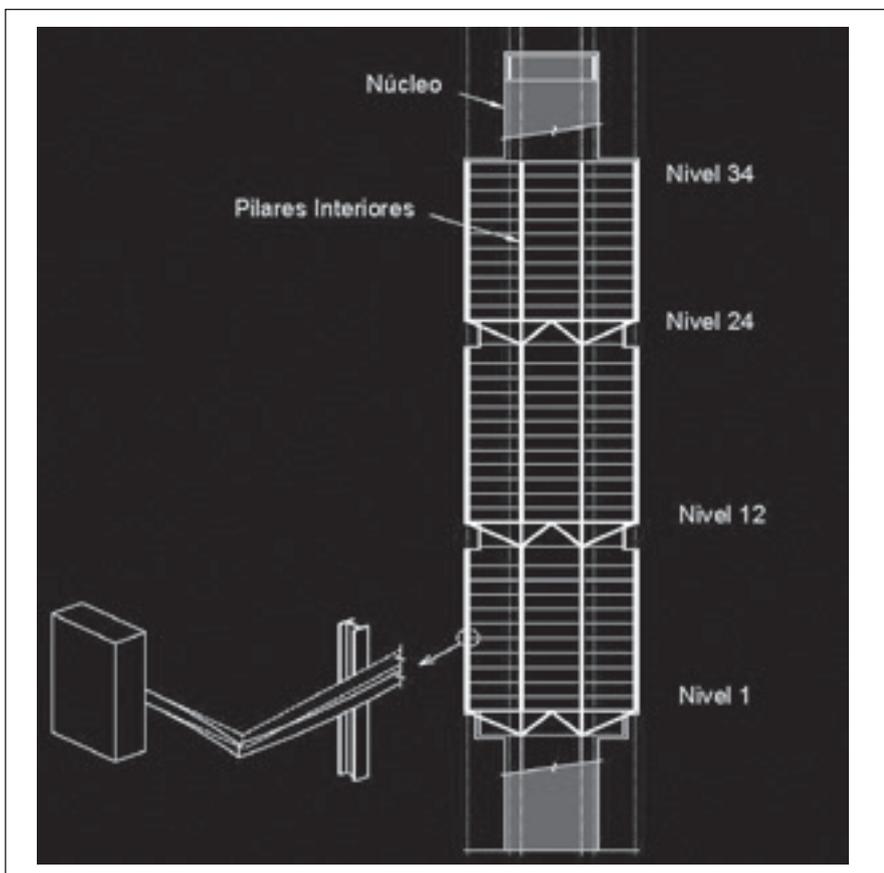


Figura 21. Solidez (¿rigidez?) de las cerchas secundarias y el entramado Vierendeel.
Figure 21. Robustness of secondary trusses and Vierendeel frame.

cuatro pilares interiores están diseñados de forma que el desplazamiento vertical de un bloque no cargue los otros. Sin embargo, para conseguir un nivel seguro de redundancia, en el caso de que se destruyera un cordón o una diagonal de un nivel, las demás cerchas pueden impedir que se derrumbe todo el edificio. Las cerchas y los pilares interiores están calculados para resistir la carga de dos de los bloques de 11 o 12 plantas del edificio. Si desaparecieran las cerchas del primer nivel, los pilares del primer bloque están proyectados para quedar suspendidos (pilares en tracción) de las cerchas del segundo nivel, de modo que la segunda cercha tendría un bloque en compresión y otro en tracción. Si desaparecieran las cerchas del segundo nivel, los pilares y cerchas del primer nivel pueden soportar las 12 plantas del segundo bloque, o bien éstas podrían quedar suspendidas de la tercera cercha, de modo que la tercera cercha tendría un bloque en compresión y otro en tracción. Si fallara la tercera cercha, la segunda puede soportar 2 bloques en compresión (Véanse las figuras 20 y 21).

Aunque cada sistema de cerchas está calculado para evitar el derrumbe total tras la rotura de una de ellas, debido a las enormes deformaciones estructurales ocasionadas en ese caso las plantas de oficinas quedarían inhabilitadas.

5.2. Aparcamiento

La estructura del nivel del aparcamiento y la explanada, que es enteramente de hormigón armado, llega hasta 18 m bajo rasante. Consta de una explanada y cinco plantas empleadas como aparcamiento. Los forjados bajo rasante conforman una estructura reticular de bovedillas con un canto típico de 0,45 m y una distancia entre ejes de los nervios de 0,84 m en cada dirección. Estos forjados se apoyan en pilares, en los muros perimetrales y en los muros de los núcleos de la torre. Los forjados sobre rasante constan de vigas continuas de $2 \times 0,65$ m en dirección norte-sur que soportan una losa de 0,3 m. Los forjados de la explanada y bajo rasante se han calculado para resistir las cargas gravitatorias y para transmitir las cargas laterales desde los muros de los núcleos hasta los perimetrales o los muros pantalla del sótano.

6. MATERIALES

Los núcleos de la torre se componen principalmente de hormigón armado de entre 40 y 55 MPa. Puesto que los núcleos soportan las cargas gravitatorias de todo el edificio, el hormigón es el material adecuado debido a su buen comportamiento en compresión. Los núcleos están armados por lo general con armadura pasiva; sin embargo, se usa el postensado a nivel de los cordones de las cerchas a fin de atar todos los elementos de los muros de los núcleos.

El hormigón del edificio es en general hormigón de densidad normal de entre 30 y 55 MPa, aunque en los forjados de chapa colaborante se utilizó hormigón ligero (18 kN/m³). El hormigón ligero reduce la carga permanente total sobre la chapa, lo que a su vez reduce la cantidad de acero que se necesita en el forjado.

El acero estructural empleado en el edificio es en general de tipo S355 K2G3/G4; en el Apéndice A se ofrece una relación completa de los tipos de acero especificados en el proyecto. Por lo general no fue necesario utilizar acero de mayor resistencia, aunque sí se utilizó en los cordones superiores e inferiores de las cerchas principales. Las cerchas pueden resistir las cargas gravitatorias generadas por las plantas de oficinas y, de hecho, los elementos se dimensionaron inicialmente para soportar dichas cargas. Sin embargo, resultó más importante que lo inicialmente previsto el papel de las cerchas como nexo de unión entre los núcleos para resistir las cargas laterales, por lo que, para lograr la rigidez adecuada, se tuvieron que aumentar las dimensiones de los cordones y de la primera diagonal de cada cercha. Una vez aumentadas las dimensiones de los cordones para lograr la rigidez necesaria, se vio que al sustituir el tipo de acero inicial por otro de mayor resistencia (460 MPa) se conseguiría un nivel de robustez excepcional en las cerchas principales.

6.1. Resistencia al fuego

Las resistencias al fuego exigidas por los códigos [6] y [7] son:

- Torre: 180 minutos
- Aparcamiento: 120 minutos

- Aparcamiento y explanada: 120 minutos
- Muros de los núcleos y armazón dentro de dichos muros (B5-explanada): 180 minutos

7. ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

7.1. Cerchas

Para analizar y calcular las cerchas se emplearon dos programas de elementos finitos. En el estudio global del edificio se empleó el software ETABS para determinar la respuesta general del mismo a las cargas gravitatorias y laterales (véase la figura 22). Este modelo se utilizó para determinar las fuerzas de cálculo para las cerchas en los distintos casos de cargas del viento y la carga axial que soportarían las cerchas en los distintos casos de cargas gravitatorias. Para determinar los momentos flectores de los elementos de las cerchas, se utilizó otro modelo que permitía un análisis más detallado de estas estructuras en una de las plantas técnicas, así como de los elementos de los forjados de dicha planta, de la entreplanta correspondiente y de las plantas típicas de oficinas situadas encima de ellas. Este estudio pormenorizado se realizó con el software SAP2000. No sólo se determinaron los momentos flectores, sino que se contrastaron las fuerzas axiales de los elementos con las fuerzas axiales determinadas en el estudio global del edificio.

Otro elemento de las cerchas que debe tenerse en cuenta es la unión de los cordones superiores a los muros de los núcleos. El dimensionado de los cordones de las cerchas viene condicionado por las necesidades de rigidez, por lo que la capacidad de éstos es mayor que la que resultaría necesaria para resistir las cargas que deben soportar. La unión del cordón superior al núcleo no se calculó para agotar toda la capacidad del cordón, sino de modo que la tracción generada en el núcleo por el cordón superior superase la fuerza de cálculo del cordón sin superar en ningún caso la resistencia a cortante o del postensado de las losas y los muros de los núcleos. Al utilizar este tipo de unión se garantiza que, en caso de producirse un fallo grave, las cerchas no sobrecargarán los muros de núcleo (véase la figura 23).

floor framing above grade consists of 2 × 0.65 m continuous beams in the north-south direction with a 0.3 m slab spanning between beams. The plaza and below grade floor framing is designed to resist gravity loads and to transfer lateral loads from the tower core walls to the perimeter basement / slurry walls.

6. MATERIALS

The tower cores consist primarily of reinforced concrete ranging from 40 to 55 MPa. Since the cores carry all of the gravity loads for the entire building, concrete is the appropriate choice of material because it works very well in compression. The cores are reinforced typically with mild steel reinforcement; however, post-tensioning is used at the truss chord levels to tie all the wall elements of the cores together.

All concrete in the building is typically normal weight concrete ranging from 30 to 55 MPa, however, light weight concrete (18 kN/m³) is used for the composite metal deck slabs. The light weight concrete reduces the total dead load on the steel floor framing which in turn reduces the steel required for the floor framing.

The steel framing used for the building was typically S355 K2G3/G4; a full listing of the steel included in the project is shown in appendix A. Higher strength steel was not typically required; however, it was utilized with in the top and bottom chords of the primary trusses. The trusses had sufficient strength to resist the gravity loads imposed by the office floors, and the members were originally sized for these loads. However, the trusses proved to be more important as a link between the cores to resist lateral loads; and in order to provide an appropriate stiffness, the chords and the first diagonal of each truss needed to be increased in size. Once the chords were increase in area to provide the needed stiffness, it was decided that by switching to higher yield strength steel, 460 MPa, we could provide a unique level of robustness for the primary trusses.

6.1. Fire resistance

The fire resistances required by codes [6] and [7] are:

- Tower: 180 minutes
- Parking garage: 120 minutes



Figura 22. Modelo de análisis del edificio completo mediante ETABS.
Figure 22. ETABS full building analysis model.

- Parking garage & Plaza: 120 minutes
- Core Walls & Framing inside core walls (B5 to Plaza): 180 minutes

7. STRUCTURAL ELEMENTS AND ANALYSIS METHODS

7.1. Trusses

The trusses were analyzed and designed using two finite element programs. The full building analysis used the ETABS software to determine the

global building response to gravity and lateral loads (See Figure 22); this analysis model was used to determine truss design forces for the wind load cases and the truss axial load due to the gravity loads cases. A second more detailed analysis model of the trusses at one mechanical level, which included the floor framing members of both the mechanical and mezzanine floors and the typical office floors above, was used to determine the design bending moments in the truss members. The detailed analysis was completed with the

7.2. Losas de núcleo típicas y postesado de las losas de núcleo

Todas las losas típicas de los núcleos se calcularon con el software de elementos finitos SAFE. Se aplicaron las siguientes cargas: el peso propio de la estructura, la carga muerta de los acabados y tabiquería de las plantas y las sobrecargas de uso exigidas por la normativa. En las plantas típicas, las losas de los núcleos no se veían afectadas por las cargas transmitidas a través de las cerchas principales.

Para las losas de los núcleos de 1,9 m, el estudio de las cargas gravitatorias y el cálculo también se realizaron con el software SAFE. No obstante, dado que las cerchas están unidas al núcleo en estos niveles, se transmiten a las losas de los núcleos grandes fuerzas de cortante procedentes de las fuerzas axiales de los cordones de las cerchas. Las fuerzas de las cerchas se determinaron con el modelo ETABS para el conjunto del edificio, mientras que las fuerzas de cortante en las losas se calcularon a mano. La distribución de los tendones de postesado se ha calculado de modo que la tracción axial o la compresión de los cordones de las cerchas se distribuyera por toda la sección del muro de los núcleos.

Finalmente, las losas de las plantas típicas de los núcleos se realizaron en hormigón HA-30 de densidad normal. Era necesario disponer armadura de flexión en ambas direcciones tanto en la parte superior como en la inferior de la losa. El detalle de unión entre la losa y el núcleo permite el empotramiento total del momento. Para las losas de 1,9 m se utiliza hormigón HA-55 de densidad normal para lograr la resistencia a cortante necesaria. El detalle de estas losas prevé varias capas de armadura de cortante horizontal en cada dirección, además de la armadura de flexión y la del postesado.

7.3. Estructura perimetral

El estudio de la estructura perimetral se ha realizado con el software de cálculo SAP2000. El modelo se construyó a partir de uno de los tres bloques de la torre, ya que cada uno es independiente de los otros en lo que respecta a la estructura perimetral (véase la figura 17). Las distintas combinaciones de cargas empleadas en el modelo incluían: el peso propio de la estructura, las cargas



Figura 23. Cercha de transferencia del primer nivel próxima a su finalización.
Figure 23. First transfer truss level nears completion.



Figura 24. Grandes vistas abiertas desde el interior de una planta de oficinas típica.
Figure 24. Large open views from within typical office floor.

muertas del suelo técnico, la tabiquería de las oficinas, el peso del techo y de las instalaciones mecánicas, así como del revestimiento exterior. Puesto que el cálculo de la estructura perimetral viene determinado por las flechas, se han aplicado las sobrecargas de uso en distintas configuraciones de plantas para determinar cuál de los casos analizados afectaría más al sistema de muro acristalado. Se han aplicado sobrecargas de uso a todas las plantas de forma simultánea, a plantas alternas, a una sola planta a media altura y a la planta inferior de cada bloque del edificio. Para el muro acristalado, la flecha crítica se producía cuando una planta estaba completamente cargada, no habiendo sobrecarga alguna en las plantas situadas por encima y por debajo de ella.

Las vigas y los pilares de la estructura perimetral constan de perfiles de acero de ala ancha. Las vigas perimetrales tienen todas las mismas dimensiones, excepto las del nivel inferior, que soportan cargas ligeramente superiores. Todos los pilares perimetrales situados junto a los núcleos son de la misma sección, y los dos pilares exteriores por los lados norte y sur tienen las mismas dimensiones, excepto en las dos plantas inferiores. La uniformidad dimensional de estos elementos se debe a que la rigidez es el factor determinante en el cál-

culo de la estructura de este edificio. Todos los elementos de la estructura exterior son de acero S355 K2G3/G4.

7.4. Sistema de forjado

El sistema estructural para todas las plantas sobre rasante consta de vigas de acero de ala ancha que soportan una chapa colaborante. En todo el forjado el acero es de calidad S355 K2G3/G4 (equivalente aproximadamente al ASTM A992). Los forjados de las plantas de oficinas constan de una chapa de 75 mm más una capa de 75 mm de hormigón ligero. Los forjados de las plantas de oficinas 1, 12 y 24, que corresponden a los cordones superiores de las cerchas principales, se componen de una chapa de 0,075 m más una capa de 0,150 m de hormigón de densidad normal (HA-30) con el fin de minimizar la transmisión de ruidos desde las salas de máquinas.

El forjado se apoya en cuatro pilares interiores y otros cuatro exteriores, según se aprecia en la figura 24. Las jácenas que se apoyan en los pilares en dirección este-oeste no sólo soportan el forjado, sino que atan los núcleos por tracción, junto a los dos elementos diagonales que salvan el vano entre cada pilar y los núcleos. Esta solución junto

SAP2000 software; not only were the bending moments determined, the axial forces in the members were checked against the axial forces determined in the full building analysis.

Another design element of the trusses involves the connection of the top chords to the core walls. The size of the truss chords are controlled by stiffness and therefore have excess strength capacity for the loads that are imposed. The connection of the top chord to the core was not designed for the full capacity of the chord member. The connection was designed such that the tension imposed by the top chord on the core will exceed the chord design force, without ever exceeding the post-tensioning capacity or the shear capacity of the core slab and walls. The use of this fuse connection assures that if an extreme failure event were to occur, the trusses will not overstress the core walls (See Figure 23).

7.2. Typical Core Slabs & Core Slab Post Tensioning

All of the typical floor core slabs were designed using the finite element software SAFE. The loads applied were the structures self weight, the dead load from floor finishes and partitions, and

the code specified live loads. At the typical floors the slabs in core were not affected by the loads induced through the primary trusses.

For the 1.9 m core slabs, the gravity load analysis and design was also completed using the software SAFE. However, since the trusses are connected to the core at these elevations, there are large shear forces induced into the core slabs from the axial chord forces of the trusses. The truss forces were determined from the full building model in ETABS, and the shear forces in the slabs were calculated by hand. The arrangement of post-tensioning tendons was designed such that the axial tension or compression of the truss chords was distributed throughout the entire core wall cross section.

The final design of the typical floor core slabs consisted HA-30 normal weight concrete. Flexural reinforcement is required in each direction at the top and bottom of the slab. The detail of the slab to core connection provides full moment fixity. For the 1.9 m slabs HA-55 normal weight concrete is used to provide the required shear strength. These slabs are detailed with multiple layers of horizontal shear reinforcement in each direction, in addition to the flexural reinforcement and post-tensioning.

7.3. Perimeter Frame

The analysis of the perimeter frame was completed with the design software SAP2000. The model consisted of one of the three portions of the tower since each section is independent of the other with respect to the perimeter frames (See Figure 17). The load combinations applied to the model consisted of the structures self weight, dead loads of the raised floor, office partitions, ceiling and mechanical, and the exterior cladding. Since deflections control the design of the perimeter frame, the live loads were applied in various combinations of floors to determine which case would influence the window wall system the greatest. Live loads were applied on all floors simultaneously, on alternating floors, on a single mid-height floor and on the lowest floor level of each building section. The critical frame deflection case for the window wall design was when one floor was fully loaded and the floors above and below had no live loads.

The perimeter frame beam and columns as designed consists of the

steel wide flanges. The perimeter beams are all the same size, except for the bottom level which has slight higher loads. The perimeter columns adjacent to the core are all the same sections, and the two exterior columns on the north and south sides are the same size except for the lowest two floors. The uniformity in member size is due to the fact that the frame design is controlled by stiffness. All exterior frame members shall be fabricated from S 355 K2G3/G4 steel.

7.4. Floor Framing System

The structural system for all floors above grade consists of steel wide flange beams supporting a composite metal deck slab. All steel floor framing is S355 K2G3/G4 steel (approximately equivalent to ASTM A992). The office floor slabs have 75mm deck plus 75mm of light weight concrete. The office floor slabs at levels 1, 12 and 24, which correspond to the top chords of the primary trusses, are 0.075 m deck plus 0.150 m of normal weight concrete (HA-30); the thicker slab was provided to minimize sound transmission from the mechanical rooms.

The floor framing is supported on four interior and four exterior columns as shown in Figure 24. The girders that span east west between the columns not only support the floor framing, they also provide a tension tie between the cores, along with the two diagonal members that span from each column to the cores. The tension tie provides a positive connection within the floor diaphragm between the two cores. Since the east-west lateral loads induce bending in the cores and the primary trusses, the bending forces ultimately induce axial forces in the floor diaphragms for several floors above and below the primary trusses, the tension tie provides a load path for these forces.

The steel floor framing for all floors was designed using the software Ram Steel. The beams were designed to act compositely with the concrete slab, so shear studs are required on all steel floor framing. Most of the beams will require cambering to compensate for the deflections that will occur under the wet weight of concrete during construction.

Each floor slab typically has wire mesh reinforcement. In addition to this reinforcement, continuous reinforcing bars span across the floor plate at two

al diafragma asegura una unión positiva entre los dos núcleos. Puesto que las cargas laterales este-oeste provocan la flexión de los núcleos y de las cerchas principales, los esfuerzos de flexión finalmente se traducen en fuerzas axiales en los diafragmas de varias plantas situadas por encima y por debajo de las cerchas principales. El atado por tracción proporciona un camino para la transmisión de estas fuerzas.

El acero de los forjados de todas las plantas se calculó con el software Ram Steel. Las vigas se calcularon para actuar en colaboración con la losa de hormigón, por lo que son necesarios conectores de cortante en todos estos forjados. Resultó necesario proyectar la mayoría de las vigas con contraflecha para compensar las flechas producidas por el peso del hormigón fresco durante la obra.

Los forjados de las plantas llevan armadura de mallazo metálico. Además de esta armadura, hay barras continuas a lo largo de todo el forjado entre los núcleos, en dos sitios distintos. Esta armadura actúa como un tirante a tracción, o camino de canalización de cargas, manteniendo unidos los dos núcleos. En presencia de varias combinaciones de cargas, las fuerzas que se desarrollan en las cerchas principales tienden a separar los dos núcleos. A pesar de que los núcleos están unidos por el cordón inferior de la cercha mediante postesado, la carga es de magnitud suficiente como para generar tracciones en las losas de las plantas situadas por encima y por debajo de los niveles de las cerchas. La armadura continua de las losas proporciona la resistencia necesaria para resistir dichas fuerzas.

7.5. Viga "pared"

En la parte superior del edificio se disponen dos vigas "pared" entre los núcleos; estas vigas soportan tanto la planta y la entreplanta técnicas superiores como la cubierta. La parte superior de la viga "pared" se engrasa con la parte superior de acero de la cubierta, mientras que su parte inferior coincide con la parte inferior de acero de la entreplanta técnica. Las vigas "pared" no pueden sobrepasar el nivel de la entreplanta porque el revestimiento metálico se curva hacia el centro del forjado a ese nivel (Véase la figura 25).



Figura 25. Elevación del entramado de vigas pared y arco de coronación a su posición final.
Figure 25. Plate girder and arch level framing lifted into final position.

En la parte superior del edificio se disponen vigas “pared” en vez de un sistema de cerchas por el reducido canto previsto para la estructura y porque se decidió que la mejor solución para unir los núcleos en la parte superior del edificio era mediante un elemento horizontal simplemente apoyado. Un elemento de este tipo elimina los momentos transmitidos a los núcleos, eliminando la necesidad del sistema de postesado para transmitir dichos momentos a todos los muros de éstos. Además, puesto que los tres conjuntos de cerchas principales de las plantas inferiores imprimen al edificio resistencia y rigidez suficientes, no resultaba necesario poner en la parte superior del edificio una cercha biempotrada.

La dimensión norte-sur del forjado de la planta técnica es menor que la distancia entre las dos vigas “pared” de la entreplanta. Esto se debe a la curvatura del revestimiento. La planta técnica queda suspendida por tanto de la entreplanta técnica mediante seis péndolas de ala ancha retranqueadas desde el borde de las vigas “pared”. Las péndolas están rígidamente unidas a las vigas de apoyo en el nivel de la entreplanta mediante empotramientos y las vigas de apoyo a

su vez están empotradas en los elementos rigidizadores de la viga “pared”. Estas uniones de empotramiento total de los distintos elementos proporcionan rigidez lateral al sistema de vigas “pared”.

Las vigas “pared” se calcularon a mano según los procedimientos establecidos en la LRFD de la AISC [5] para una viga “pared” en la que se desarrolla un campo de tracciones. Este procedimiento de cálculo permitió minimizar el espesor del alma al máximo, para lo que también se dispusieron rigidizadores a canto completo con una separación entre ejes de 3 m. Las cargas que solicitan a la viga “pared” se calcularon con el software RAM de análisis y cálculo de forjados, contrastando los resultados posteriormente con cálculos manuales.

El software SAP2000 se utilizó para analizar y calcular las estructuras bidimensionales situadas a lo largo de la línea de péndolas de la planta técnica. Estas estructuras constan de las péndolas, las vigas de apoyo de la entreplanta, el elemento rigidizador de la viga “pared” y, a nivel de cubierta, las vigas con uniones de empotramiento perfecto.

locations between the cores. This reinforcement acts as a positive tie, or load path, to hold the two cores together. Forces that develop in the primary trusses tend to push the two cores apart under various load combinations. Even though the cores are tied together at the truss bottom chord with post-tensioning, the magnitude of the load is great enough to cause tensions in the floor slabs above and below the truss levels. The continuous reinforcement in the slabs provides the necessary strength to resist these forces.

7.5. Plate girder

At the top of the building, two plate girders span between the cores and support the upper mechanical and mechanical mezzanine floors and the roof. The top of the plate girder equals the top of steel of the roof and the bottom of the plate girder equals the bottom of steel of the mechanical mezzanine level. The plate girders can not extend below the mezzanine level because the profile of the metal cladding curves in towards the center of the floor plate at the mezzanine level. (See Figure 25)

The plate girders are used at the top of the building instead of a truss system because of the shallow depth allowed for the structure and the decision that a simple span member was the best solution to span between the cores at the top of the building. A simple span member eliminates the moments induced into the cores, and therefore eliminates the need for the post-tensioning system to transfer moments into all the core walls. Also, since the building has sufficient strength and stiffness with the three lower sets of primary trusses, it is not necessary to provide a fix ended truss at the top of the building.

The north-south dimension of the mechanical floor plate is narrower than the distance between the plate girders at the mezzanine level, which is due to the curvature of the cladding. The mechanical floor is therefore hung from the mechanical mezzanine level by six wide flange hangers which are inset from the line of the plate girders. These hangers are moment connected to the support beams at the mezzanine level, and the support beams are moment connected to a stiffened element within the plate girder. The moment connection of these members gives the plate girder system lateral stiffness.

The plate girders were designed by hand following the AISC-LRFD [5] procedures for a plate girder with tension field action; this design procedure allowed for the thinnest possible web, with full depth web stiffeners located at 3m on center. The loads on the plate girder were calculated using the RAM floor framing analysis and design software and then checked by hand calculations.

The SAP2000 analysis software was used to analyze and design the two dimensional frames located along the line of the hangers for the mechanical floor. These frames consist of the hangers, the support beams at the mezzanine level, the stiffening column section with in the plate girder and the moment connected beams at the roof level. All of the connections of these members have been designed as full moment connections, providing lateral stiffness to the two plate girders

The girder material is EN 10113/S460M steel, the higher yield strength is required to minimize the total weight of the section, and the high material toughness along with good fabrication practices will minimize any lamellar

tearing problems at the moment connections. The vertical joint in the place girder are spliced together with plates and bolts along the web and field welded at the flanges.

8. DEFORMATIONS

Due to lateral loads, in the North-South direction, the maximum drift at the top of the building is 0.3 m (H/800); in the East-West direction the maximum drift at the top of building is 0.19 m (H/1300). A widely acceptable drift criterion for a building is H/500 [1]. The building accelerations vary depending upon what configuration of the other three buildings exists, and the level of damping that exists in the tower. For a building with a reinforced concrete core, the damping will range from 1.5% to 2.0%. When checking accelerations, the 1.5% damping will give the more critical values. For the final design of the walls and trusses, assuming 1.5% damping, the building accelerations will be less than the 20-25mg maximum criteria [2].

9. ACKNOWLEDGMENTS

A building as iconic as this would not be possible without the collaboration of many teams of people.

Repsol YPF provided the leadership for the whole project team and supported the efforts of Foster and Partners as they developed their vision for the building.

The authors would like to express their gratitude to the teams at Foster and Partners and GMS for their continuous collaboration during the design of the structure and Arqing, UTE FCC/Dragados and Gerens during the construction phase of the project. Without the help of the talented individuals at each of these companies, and the many others noted below, this project could not have been a success.

REFERENCES

- [1] White, R.N., Salmon C.G., "Building Structural Design Handbook", Ed. John Wiley & Sons, ISBN 0471081507, 1987.
- [2] Isyumov N., "Motion perception, tolerance and mitigation" Proceedings of the 5th world Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat,

Todas las uniones de estos elementos se proyectaron como empotramientos perfectos para así lograr la rigidez lateral de las dos vigas "pared".

Las vigas "pared" son de acero EN 10113/S460M; el mayor límite elástico de este material es necesario para minimizar el peso total de esta estructura. Por otra parte, la elevada tenacidad del material unida a las buenas prácticas de fabricación minimizan los problemas de desgarro laminar en las uniones empotradas. Las juntas verticales de las vigas "pared" están materializadas mediante placas atornilladas a lo largo del alma y soldadas *in situ* a las alas.

8. DEFORMACIONES

El desplazamiento horizontal máximo en la parte superior del edificio debido a las cargas laterales es de 0,3 m (H/800) en dirección norte-sur y de 0,19 m (H/1300) en dirección este-oeste. Generalmente, para un edificio se considera aceptable un desplazamiento de H/500 [1]. Las aceleraciones del edificio varían según la configuración de los otros tres edificios y el nivel de amortiguamiento que exista en la torre. Para un edificio con núcleo de hormigón armado, el amortiguamiento oscila entre el 1,5% y el 2,0%. Al comprobar las aceleraciones, el amortiguamiento del 1,5% ofrece los valores más críticos. En el cálculo final de los muros y cerchas, suponiendo un amortiguamiento del 1,5%, se comprueba que las aceleraciones del edificio son inferiores al máximo aceptable de 20-25 mg [2].

9. AGRADECIMIENTOS

No sería posible realizar un edificio tan singular como éste sin la colaboración de muchos equipos de personas.

Repsol YPF ha proporcionado el liderazgo para todo el equipo del proyecto y apoyado los esfuerzos de Foster and Partners mientras desarrollaban su diseño conceptual para el edificio.

Los autores desean agradecer a los equipos de Foster and Partners y de GMS su continua colaboración durante la fase de cálculo de la estructura, y a Arqing, la UTE FCC-Dragados y a

Gerens la suya durante la de ejecución del proyecto. Sin la ayuda de los profesionales altamente cualificados de cada una de estas empresas, y de otras muchas indicadas más abajo, este proyecto no se podría haber llevado a buen fin.

REFERENCIAS

[1] White, R.N., Salmon C.G., “*Building Structural Design Handbook*”, Ed. John Wiley & Sons, ISBN 0471081507, 1987.

[2] Isyumov N., “*Motion perception, tolerance and mitigation*” Proceedings of the 5th world Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam (The Netherlands) May 14-19, 1995.

[3] Ministerio de Fomento AE-88 *Acciones en la Edificación*. Madrid.

[4] Ministerio de Fomento: *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación NCSE-94*

[5] American Institute of Steel Construction (AISC). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, Illinois, 2001.

[6] NBE-CPI/96. *Condiciones de Protección contra Incendios en los Edificios*

[7] *Reglamento de Prevención de Incendios de la Comunidad de Madrid*. Madrid. 1999.

[8] UNE-ENV 1991 *Eurocódigo 1: Bases de Proyecto y acciones en estructuras*.

Amsterdam (The Netherlands) May 14-19, 1995.

[3] Ministerio de Fomento AE-88 *Acciones en la Edificación*. Madrid.

[4] Ministerio de Fomento: *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación NCSE-94*

[5] American Institute of Steel Construction (AISC). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, Illinois, 2001.

[6] NBE-CPI/96. *Condiciones de Protección contra Incendios en los Edificios*

[7] *Reglamento de Prevención de Incendios de la Comunidad de Madrid*. Madrid. 1999.

[8] UNE-ENV 1991 *Eurocódigo 1: Bases de Proyecto y acciones en estructuras*.

APÉNDICE A / APPENDIX A

CUADRO DE MATERIALES DE ACERO ESTRUCTURAL / (STRUCTURAL STEEL MATERIALS SCHEDULE)	
PERFIL / MATERIAL (SECTION/MATERIAL)	GRADO DEL ACERO Y LÍMITE ELÁSTICO (STEEL GRADE AND YIELD STRENGTH)
PERFILES ALAS ANCHAS, W (WIDE FLANGES WT'S)	S 355 K2G3/G4 (EQUIVALENT: ASTM A992, $F_y = 50$ ksi)
OTROS PERFILES LAMINADOS (OTHER ROLLER SHAPED)	S 275 J2G3 (EQUIVALENT: ASTM A36, $F_y = 36$ ksi)
VIGAS ARMADAS + CARTELAS Y PLACAS DE EMPALME DE LAS CERCHAS (BUILT-UP SHAPES + SPLICE + TRUSS GUSSET PLATES)	EN 10113/S406M
PLACAS DE ANCLAJE DE PILARES (COLUMN BASE PLATES)	S275 J2G3, TIPO S 355 K2G3 DONDE SE INDIQUE (EQUIVALENT: ASTM A36, TYPICAL: ASTM A992 WHERE NOTED)
PLATAS CONTINUAS (CONTINUITY PLATES)	S355 K2G3/G4 S 255 K2G3/G4 (EQUIVALENT: ASTM A992, $F_y = 50$ ksi)
PLACAS VARIAS DIMENSIONADAS EN LOS PLANOS (MISCELLANEOUS PLATES SIZED ON DWGS.)	S275 J2G3 (EQUIVALENT: ASTM A36 $F_y = 36$ ksi or ASTM A 992, $F_y = 50$ ksi)
DIMENSIONES DE LOS MATERIALES DE UNIÓN SUMINISTRADAS POR EL FABRICANTE DE ACERO ESTRUCTURAL CONNECTION MATERIALS SIZED BY STRUCTURAL STEEL FABRICATOR	S 275 J2G3 o S 355 K2G3/G4 (EQUIVALENT: ASTM A36, $F_y = 36$ ksi or ASTM A992, $F_y = 50$ ksi)
TUBOS HUECOS CUADRADOS Y RECTANGULARES SQUARE AND RECTANGULAR TUBES	ASTM A500, GRADE B, LÍMITE ELÁSTICO = 3234 KG/cm ² (EQUIVALENT: ASTM A500, GRADE B, $F_y = 46$ ksi)
TUBOS HUECOS REDONDOS ROUND TUBES	ASTM A500, GRADE C, LÍMITE ELÁTICO = 3234 kg/cm ² (EQUIVALENT: ASTM A500, GRADE C, $F_y = 46$ ksi)
TUBERÍAS REDONDAS ROUND PIPES	ASTM A53, TIPO S, GRADE B, LÍM. ELASTICO = 2530 kg/cm ² ASTM A 53, TIPE S, GRADE B, $F_y = 35$ ksi)
TORNILLOS DE ANCLAJE ANCHOR BOLTS	S 275, J2G3, tipo, S355 K2G3/G4 (EQUIVALENT: ASTM A36, TYPICAL: ASTM A992 WHERE NOTED)
TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA HIGH STRENGTH BOLTS	ASTM A325, tipo, ASTM A490 DONDE SE INDIQUE (EQUIVALENT: ASTM A 325, TYPICAL, ASTM A490 WHERE NOTE)
ELCTRODOS DE SOLDADURA WELDING ELECTRODES	AWS E7018, TIPO (EQUIVALENT: AWS E7018, TYPICAL)
TUERCAS Y ARANDELAS NUTS WASHERS	ASTM A194, A 563, DH3 INDICADORES DE APRIETE: ARANDELAS ASTM F959M (EQUIVALENT: ASTM A 194, A 563, DH3 DTI WASHERS ASTM F959M)
MATERIALES DEL FORJADO / STEEL DECK MATERIALS SCHEDULE	
TIPO DE MATERIAL MATERIAL TYPE	GRADO DE MATERIAL MATERIAL GRADE
FORJADO DE CHAPA COLABORANTE COMPOSITE STEEL DECK	UNE-EN 10147: 2001; $F_y = 3200$ kg/cm ² (EQUIVALENT: $F_y = 45500$ psi)
PERNOS CONDUCTORES HEADED SHEAR STUDS	EQUIVALENTE ASTM A108 ϕ 19, tipo (EQUIVALENT: ASTM A108 DIAMETER TYPICAL)
CUADRO DE MATERIALES DEL POSTESADO / POST-TENSIONING MATERIALS SCHEDULE	
TENDONES TENDONS	ASTM A 416 GRADE 270
BARRAS DEFORMADAS DE POSTESADO DEFORMED BARS	ASTM A722 fpu = 150 KSI 0 10,600 kg/sq.cm

Ejecución de la estructura Torre Caja Madrid

Erecting the Torre Caja Madrid.

Structural considerations

Jesús Javier Mateos Hernández-Briz⁽¹⁾

José Carlos Hernández Rico⁽²⁾

Recibido / Received: 11/12/2007
Aceptado / Accepted: 31/01/2008

RESUMEN

Las necesidades que el diseño de la torre, tanto arquitectónico como estructural, impone a la ejecución de la misma hace que, más allá de las particularidades propias de un edificio en altura, en la ejecución de la Torre Caja Madrid haya habido que aplicar técnicas mucho más cercanas a las grandes obras civiles que a las habituales en obras de edificación.

A lo largo de este artículo se repasan aquellos elementos singulares de la ejecución que merecen ser destacados.

En primer lugar, tras una breve descripción general de la ejecución de la torre, se hará mención al sistema de control de geometría y a los medios auxiliares de ejecución, pasando posteriormente a describir en detalle la ejecución de los elementos estructurales más significativos de la torre. Capítulo aparte, por complicación y espectacularidad, merece el procedimiento de ejecución del llamado "Arco" que aloja las plantas técnicas superiores y remata el conjunto de la torre.

Palabras clave: rascacielos, estructura metálica, encofrado autotrepante, grúa torre, bombeo de hormigón.

ABSTRACT

Above and beyond the special considerations that need to be taken into account in any high-rise building, the architectural and engineering designs for the Torre Caja Madrid called for techniques more typical of large-scale civil works than building construction *per se*.

This article reviews the features of the building process that stand out for their singularity.

A brief general description of tower erection is followed by a review of the ancillary building equipment deployed and construction surveying, along with a detailed account of how the most significant structural members in the tower were erected. A whole separate section is devoted to the highly complex and spectacular procedure used to build and position the crown, the so-called "arch" that houses the upper machine room storeys.

Key words: Skyscraper, steel structure, slipforms, tower crane, concrete pumping.

⁽¹⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción.

⁽²⁾ Ingeniero de Minas. Horta Coslada

1. INTRODUCTION

In the context of the necessarily sequential erection of any high-rise building, in this tower the configuration – with its two cores and steel structure divided into three separate segments, not to mention the geometry of the crown – conditioned the building process [1].

Once the impressive mat foundation slab that supports the entire tower and basement storey structure was completed, construction was begun on the two cores, which had to be built before the steel structure that joins them, a condition that necessitated construction surveying and the use of significant ancillary building equipment (Figure 1).

The unique separation of the office storeys into three multi-storey segments, with very powerful support systems for each segment (the steel structure and its connections to the cores) [2], called for a construction programme that deviated widely from the linear schedule usually followed in a building of this nature, giving rise to long periods in which no progress seemed to be made, although such inactivity was more apparent than real.

Some of the problems that had to be dealt with to bring tower construction to successful completion included the need to use slipforms in the cores, pump concrete to high elevations, heavily reinforce and post-tension slabs, move extraordinarily heavy steel elements, tighten unusually large bolts, employ heavy lifting procedures to position the crown and so on.

All the construction designs and working procedures were developed by engineers in the employ of the FCC- Dragados joint venture, in conjunction with the steel structure contractor, Horta Coslada's, engineering department, under the supervision of SGS, the site quality control firm.

The most relevant construction processes deployed are reviewed in this article.

2. CONSTRUCTION SURVEYING

The construction scheme envisaged, based on building two cores prior to as-

1. INTRODUCCIÓN

Dentro del obligado esquema secuencial de ejecución de todo edificio en altura, la configuración de esta torre, con sus dos núcleos, la estructura metálica conformada en tres bloques independientes, la geometría de coronación, etc. impone condicionantes a la propia ejecución [1].

De esta forma, una vez realizada la imponente losa de cimentación que soporta el conjunto de la torre y la parte de estructura de los sótanos, resultaba imperativo que los dos núcleos fueran creciendo en avance sobre la ejecución de la estructura metálica que los uniría, condicionando sistemas de control de geometría y medios auxiliares de ejecución (Figura 1).

La peculiaridad de la separación en tres bloques de las plantas de oficinas, con las potentísimas estructuras soporte de cada bloque (tanto la parte metálica como su unión con los núcleos) [2], frente a la linealidad de avance que habitualmente se le presupone a un edificio de esta índole, rompe completamente el ritmo de ejecución, provocando aparentes paralizaciones muy lejanas a la realidad.

Sistemas de autotropa para los núcleos, bombeo de hormigón a gran altura, losas fuertemente armadas y postensadas, movimiento de piezas metálicas extraordinariamente pesadas, grandes uniones atornilladas, procedimientos de izado tipo Heavy Lifting para la coronación del edificio, etc., son algunos de los problemas que ha sido necesario abordar para llevar a buen término la construcción de la torre.

Tanto los proyectos de ejecución como los procedimientos de trabajo han sido desarrollados por el personal técnico de la UTE FCC-Dragados y la oficina técnica de Horta Coslada como contratista de estructura metálica y bajo la supervisión de SGS como empresa de control de ejecución.

A lo largo del artículo se hace un repaso de los procesos de ejecución más relevantes en el conjunto de la obra.

2. CONTROL DE LA GEOMETRÍA

El sistema de construcción previsto, basado en la ejecución de los dos núcleos



Figura 1. Vista general de construcción
Figure 1. General view

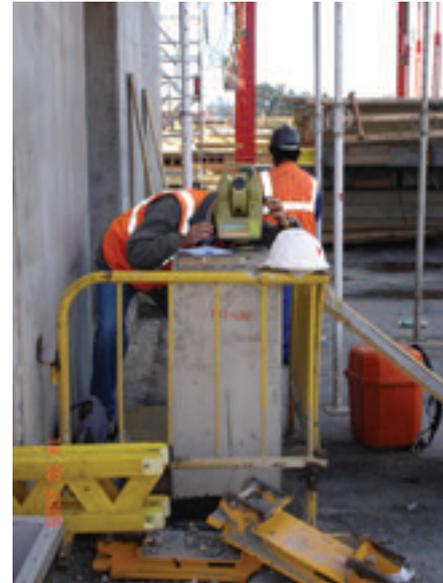
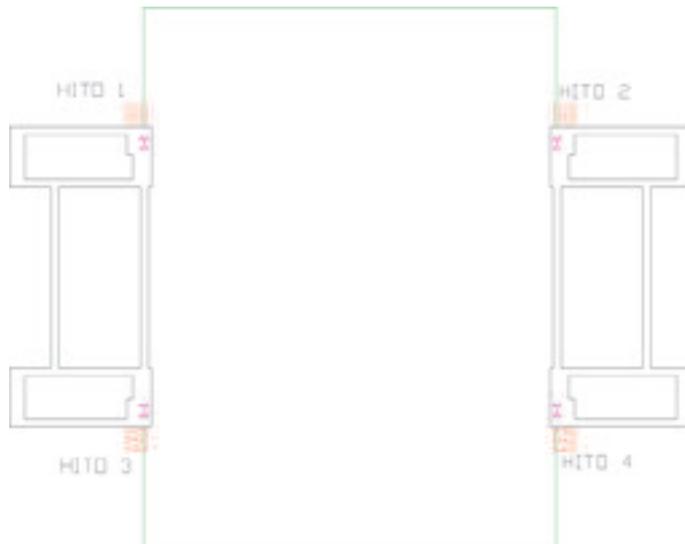


Figura 2. Bases fijas de replanteo. Posición y detalle
Figure 2. Fixed stakes. Position and detail.

en adelantado con respecto al montaje de la estructura metálica que los une, impone una limitación significativa al posicionamiento relativo de tales núcleos, más teniendo en cuenta que el elemento al que se fijan las grandes celosías de la plantas técnicas es un pilar metálico embebido en los mismos a cuyas orejetas se deben atornillar las piezas de las celosías (con una tolerancia bastante estricta).

Se imponía por tanto un riguroso sistema de control de geometría de ejecución que fuera válido tanto para la estructura de hormigón y para la estructura metálica como para los posteriores replanteos de fachada y acabados. Este sistema debía evitar las afec-

ciones que por soleamiento de la estructura, etc., pudieran crear deformaciones que falsearan las mediciones.

El sistema implementado, con objeto de que no se vean limitados los horarios de trabajo por los mencionados efectos de soleamiento, se basa en la creación de sistemas relativos de replanteo por planta, disponiendo bases de coordenadas conocidas en cada planta, bases que sirven para realizar el replanteo local sin verse afectado ya por efectos adversos.

Para ello se establecen 4 bases principales en los encuentros de los núcleos con la torre, materializados mediante hitos de hormigón con placas de centrado forzoso (Figura 2).

sembling the steel structure that joins them, generated a series of imperatives with respect to relative core positioning, a difficulty compounded by the fact that the members to which the huge machine room storey lattice-like frames are attached (with a fairly narrow tolerance) are steel columns embedded in the cores.

Consequently, rigorous construction surveying was needed not only for erection of the structure, but also for subsequent stakeout procedures involving facades and finishes. The system had to be implemented in ways that would prevent distortion of the measurements as a result of warping due to exposure to the sun or similar events.

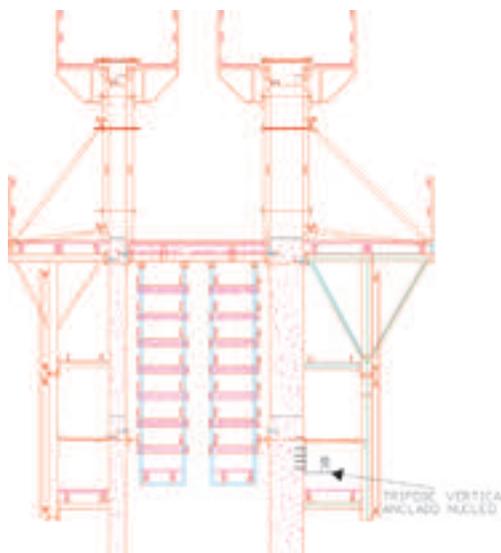


Figura 3. Bases fijas de replanteo. Posición y detalle.
Figure 3. Fixed stakes. Position and detail.

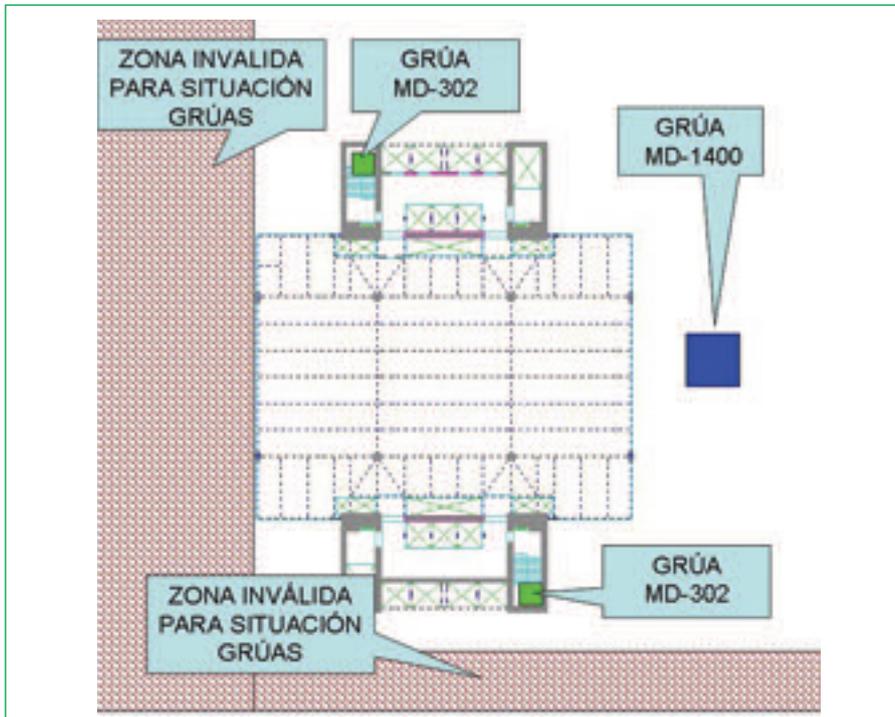


Figura 4. Planta de situación de grúas
Figure 4. Crane situation plan.

To ensure that working hours would not be impacted by the need to avoid the above effects of exposure to the sun, the scheme used was based on the establishment of relative storey-by-storey stakeouts, defining stakes with known coordinates on each storey so local layouts could be conducted free of any such adverse effects.

This entailed defining four main stakes at the abutment between cores and tower, by installing forced centring devices on sizeable blocks of concrete (Figure 2).

These stakes were vertically aligned with optical plumb lines dropped from the core formwork on to steel platforms anchored to the cores (Figure 3).

Stakeouts were performed early in the morning to avoid the effects of exposure to the sun. The above procedures resulted in a system of main stakes at high elevations from which working positions with set coordinates were plotted at different points on the tower.

This system of positions with known coordinates could then be used for all the necessary stakeouts in cores, steel structure, slabs, facades and finishes.

3. ANCILLARY EQUIPMENT

Tower design significantly conditioned the amount and type of ancillary

construction resources that could be used.

On the one hand, the existence of two cores, each with its specific hoisting needs, plus the subsequent assembly of the steel structure and construction of the floor slabs on each storey, called for three separate hoisting facilities in a fairly small area.

And on the other, since the steel components of the machine room storey trusses, some of which weighed up to 320 kN, had to be hoisted to and handled at very high elevations, conventional hoisting equipment was totally inadequate.

In addition, the owners had established a series of requirements regarding bracing points on the facade that limited installation alternatives even further.

For all the foregoing, three tower cranes were mounted. Two Potain MD-302 climbing cranes, with a maximum load capacity of 160 kN and a maximum load at the end of the jib of 120 kN were positioned inside each core to service these areas, as well as for support where required between the two (Figure 4). The third crane, the main crane for assembling the steel structure, had to be able to lift the extra heavy loads mentioned above.

In light of the siting conditions imposed by the geometry of the lot itself and possible bracing needs, the only ac-

Estas bases se traspasan verticalmente mediante plomadas ópticas trabajando desde los propios encofrados del núcleo sobre plataformas metálicas ancladas a los núcleos (Figura 3).

Realizando estas actividades a primera hora de la mañana se evitan los problemas de soleamiento, consiguiendo un sistema principal de bases, ya en altura, que permite trazar puntos de trabajo de coordenadas fijas a distintas alturas de la torre.

Este sistema de puntos de coordenadas conocidas permite ya todos los trabajos de replanteo de núcleos, estructura metálica, forjados, fachadas y acabados.

3. MEDIOS AUXILIARES

El diseño de la torre condiciona de forma importante la cantidad y tipo de los medios auxiliares de ejecución.

Por una parte, la existencia de dos núcleos que se ejecutan en avance cada uno con sus necesidades específicas de elevación, más la ejecución, por detrás de éstos en el tiempo, de la estructura metálica y los forjados de planta, exigen la dotación de tres equipos de elevación independientes en un espacio muy reducido.

Por otra parte, el despiece de la estructura metálica de las cerchas de plantas técnicas obliga a mover en altura piezas de hasta 320 kN, lo que hace que los medios habituales de elevación sean totalmente insuficientes para esta ejecución.

Adicionalmente había una serie de requisitos por parte de la propiedad en cuanto a la disponibilidad de puntos de arriostramiento en fachada que también limitan las posibilidades de instalación.

Por todo ello, se decidió disponer tres grúas torre. Dos de ellas se dispusieron de tipo trepante por el interior de los núcleos, modelo Potain MD-302 con capacidad de 160 kN de carga máxima y 120 kN en punta, para dar servicio a los núcleos y dar apoyo si fuera necesario en la zona central (Figura 4). La tercera grúa es la grúa principal de montaje de la estructura metálica y la que, por tanto, debería ser capaz de mover las grandes cargas que se han mencionado con anterioridad.

Dados los condicionantes de ubicación por la propia geometría de parcela

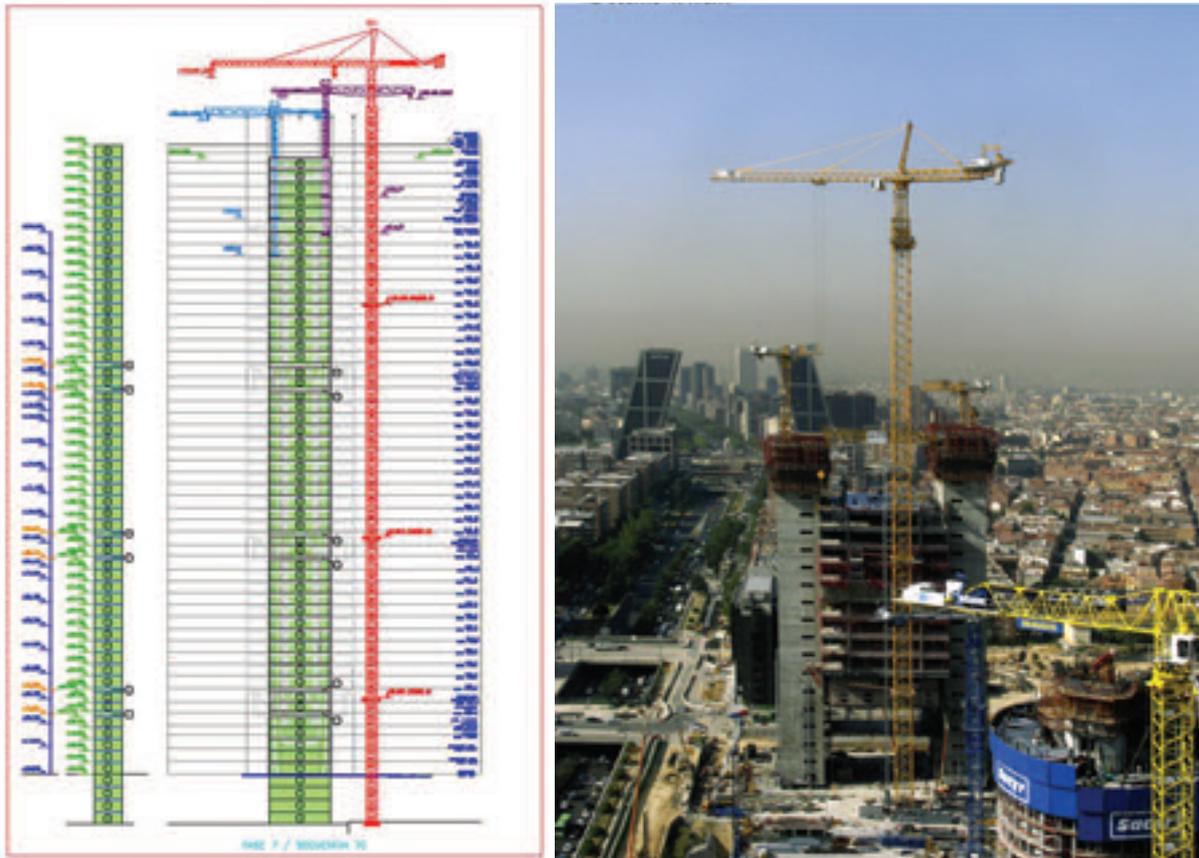


Figura 5. Esquema de arriostramiento y vista general de grúas.
Figure 5. Crane bracing scheme and overview.

y de posibilidad de arriostramiento, la única opción válida de situación para esta grúa principal es la fachada norte de la torre. Esta posición implica que las piezas de 320 kN se deben colocar con un radio de carga ligeramente superior a 40 m (Figura 4).

Para ello es necesaria la utilización de una grúa Potain MD-1400 de 400 kN de

carga máxima, 50 m de pluma y 280 kN de carga en punta. La torre de la grúa solamente se arriestra a la estructura metálica de las plantas técnicas, disponiendo de más de 90 m de altura libre en voladizo por encima del último nivel de arriostramiento (Figura 5).

Entre las tres grúas se cubre la totalidad del área de trabajo en altura. Para

ceptable location for this main crane was the north facade of the tower. This meant that the 320 kN components would have to be positioned at a load radius of slightly over 40 m (Figure 4).

A Potain MD-1400 crane with a 400-kN maximum load, 50-m boom and 280-kN maximum jib load was installed to meet these requirements. This tower crane, which was braced only to the machine room storey steel structure, had over 90 m of cantilevered clear height above the highest brace (Figure 5).

Among them, the three cranes covered all the elevation work needs. A total of four additional tower cranes were used for the below grade work.

The climbing sequence for the three cranes was studied in detail to ensure non-interference with and non-interruption of any worksite activity due to incompatibility with the scheme proposed.

Other significant ancillary equipment included the powered facade scaffolding and the concrete pumping system.

In order to clad the outside surface of the cores with the stainless steel panelling specified in the design, a powered rack and pinion platforms had to be in-



Figura 6. Plataformas eléctricas de fachada.
Figure 6. Electrically powered façade platforms.



Figura 7. Distribuidor de hormigón.
Figure 7. Concrete distributor.

stalled along the entire 250 m height of the core. These platforms were divided into five horizontal sections for greater working flexibility (Figure 6).

The pumping system devised to raise the concrete to the points where it was to be poured consisted in a static pump on the ground storey only, with no re-pumping, and tubing to two hydraulic distributors located on the core formwork itself. These distributors could be re-oriented to concrete the floor slabs on the successive storeys as well (Figure 7).

This system could pump normal density concrete to an elevation of 250 m and lightweight aggregate concrete to over 200 m.

4. CONSTRUCTION WORKS

Construction of the most significant structural members is described below.

4.1. Mat foundation

After the lot was excavated to the foundation elevation, 25 m below street

los trabajos de sótanos se utilizan hasta 4 grúas torre adicionales.

La secuencia de trepas de las tres grúas que interfieren entre sí fue estudiada al detalle, para conseguir que ningún tajo de la obra pudiera quedar parado por incompatibilidad con el sistema propuesto.

Otros elementos singulares dentro de los medios auxiliares de obra son los andamios eléctricos de fachada y el sistema de bombeo de hormigón.

El hecho de tener que forrar la superficie exterior de los núcleos con el revestimiento de acero inoxidable diseñado, obliga a la instalación de plataformas eléctricas de cremallera que recorran la superficie total de núcleo en sus 250 m de altura. Estas plataformas se dividen horizontalmente en 5 secciones para mayor flexibilidad de trabajo (Figura 6).

La necesidad de elevación de hormigón hasta sus puntos de vertido implica la disposición de un sistema de bombeo mediante una bomba estática en planta baja sin rebombeo y sistemas de tuberías hasta dos distribuidores hidráulicos situados en los propios encofrados de núcleo, que además permiten las derivaciones correspondientes para el hormigonado de los forjados de plantas (Figura 7).

Con este sistema se consigue bombear hormigón de densidad normal hasta 250 m de altura y hormigón de árido ligero hasta más de 200 m.

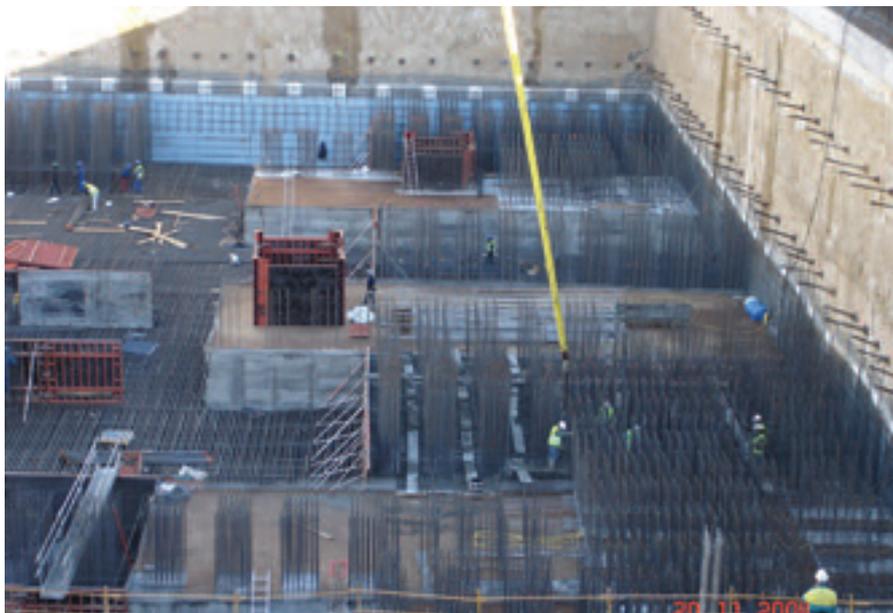


Figura 8. Fases de hormigonado de losa.
Figure 8. Slab concreting.

4. EJECUCIÓN DE LA OBRA

Se describe a continuación la ejecución de los elementos más significativos de la estructura.

4.1. Losa de cimentación

Ejecutado el vaciado del recinto de la parcela hasta la cota de cimentación, 25 m por debajo del nivel de calle, se inicia la ejecución de la losa de cimentación [2].

Esta losa, de 43,80 m x 72 m en planta y 5 m de canto, fuertemente armada, se ejecuta en dos tongadas de 2,50 m de altura y con 17 y 18 bloques cada una,

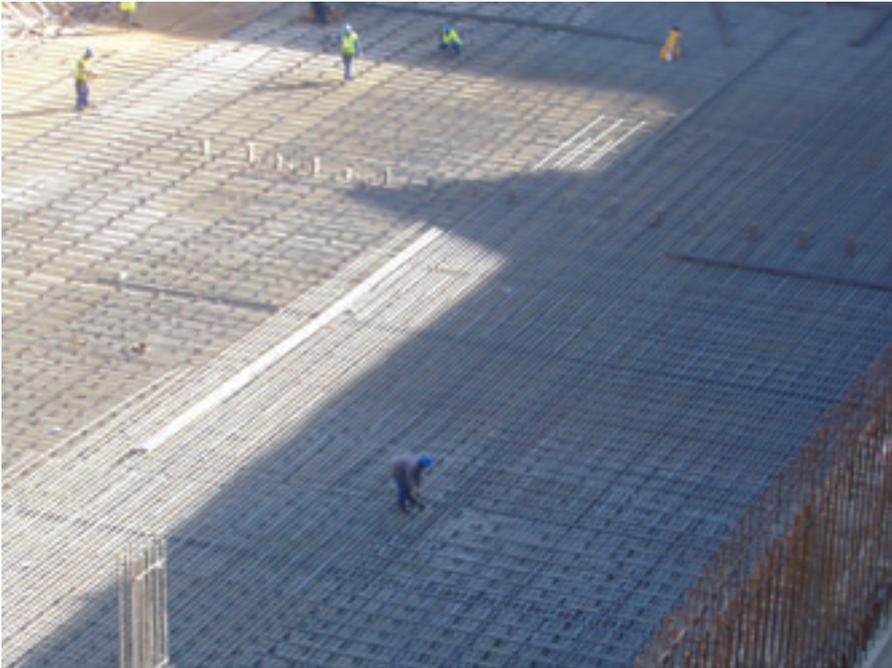


Figura 9. Parrilla inferior de armadura.
Figure 9. Bottom rebar.

de forma que se limita el tamaño de bloque a hormigonar en 1 día por debajo de los 600 m³ (Figura 8).

Los cerca de 30.000 kN de armadura están dispuestos en hasta 13 capas de barras Ø32 a 0,15 m para la armadura inferior (Figura 9) y otras 8 capas similares para la superior.

Las armaduras verticales de cortante (unas 25.000 barras Ø25) necesitan la disposición de terminales mecánicos de anclaje dada la imposibilidad de introducir barras con patilla en el entramado de la armadura inferior (Figura 10).

Para evitar movimientos no deseados durante el hormigonado de la losa, las armaduras de espera de núcleos se disponen ancladas a una estructura metálica que, a modo de plantilla, asegura el correcto posicionamiento de las barras al final del hormigonado (Figura 11).

El hormigonado de los dados se realiza al tresbolillo de forma que se consigue contrarrestar al máximo el efecto de la retracción entre dos bloques consecutivos. En cualquier caso se dejan previstos tubos para la posterior inyección de las juntas de hormigonado entre bloques.

4.2. Núcleos

En la ejecución de los núcleos se deben distinguir claramente dos tramos.

De losa de cimentación hasta planta baja los núcleos se ejecutan mediante técnicas convencionales (consolas de trepa en huecos y paneles en caras exteriores) intercalando ejecución de muros de núcleo y de forjados.

A partir del nivel de planta baja, y dado que los núcleos se construyen exentos, es imperativa la utilización de sistemas de trepa en todo el perímetro de los mismos.



Figura 10. Terminal mecánico de anclaje en barra de cortante.
Figure 10. Mechanical anchorage for shear rebar.

level, work was begun to build the mat foundation [2].

This heavily reinforced slab, measuring 43.80 m wide by 7.20 m long and 5 m deep, was laid in two 2.50 m lifts consisting in 17 and 18 units each, so that no more than 600 m³ of concrete was poured on any one day (Figure 8).

Nearly 30,000 kN of reinforcing steel were laid in up to 13 layers of 32 mm Ø bars spaced at 0.15 m intervals on the bottom (Figure 9), and up to 8 similar layers on the top of the mat.

The vertical shear rebar (around 25,000 25 mm Ø bars) had to be anchored mechanically for lack of space for hooked rebar in the lower reinforcement grid (Figure 10).

The continuing steel in the cores was anchored to a steel template-like structure to prevent undesired movements during concreting and ensure the proper positioning of the bars at the end of that operation (Figure 11).

Concreting was staggered to reduce the effect of shrinkage between two consecutive units to a minimum. In any event, tubing was prepared for the subsequent injection of concrete for construction joints between units.

4.2. Cores

Core construction consisted in two distinct stages.



Figura 11. Plantilla para armaduras de espera de núcleo.
Figure 11. Template for continuing steel in the core.

From the foundation mat to the ground storey the cores were built using conventional methods (slipforms in the inner and panelling on the outer sides), alternating core wall and slab construction.

From the ground storey up, since the cores were built as freestanding structures, slipforms had to be used around the entire perimeter.

Since the perimeter of the wall to be erected was particularly large due to the three-cell configuration of the cores, a slipform system was chosen over a crane-climbing system, for the latter would have placed too heavy a workload on the crane.

The slipform system is conceptually identical to conventional climbing procedures, but it is fitted with a series of hydraulic jacks and tracks attached to supports in the wall under construction that lift the form and attached platforms autonomously.

In this specific job, five separate sections of forms were used in each core. In addition to the forms and work platforms, the system also raised the concrete pumping distributor (Figure 12).

The slipforms were designed for concreting standard storeys 4.70 m high, although this dimension could be varied depending on the heights required, up to 5 m in the machine areas, for instance.

Como el perímetro de muro a ejecutar es significativamente grande por la configuración tricelular en planta de cada núcleo, se plantea la necesidad de no sobrecargar de trabajo la grúa con la elevación de los módulos de trepa por lo que se opta por la utilización de un sistema de autotrepa.

Este sistema es, conceptualmente, idéntico a la trepa convencional con la única diferencia de que dispone de un sistema hidráulico que le permite, mediante un sistema de gatos y carriles fijados a soportes en el propio muro, efectuar por sí mismo los movimientos de trepado sin ocupar recurso de grúa.

En el caso particular de esta obra, el sistema de encofrados se distribuye entre 5 secciones independientes por núcleo. Junto con todos los encofrados y plataformas de trabajo el sistema es capaz de elevar el brazo distribuidor del sistema de bombeo de hormigón (Figura 12).

El encofrado permite la ejecución de trepas tipo de 4,70 m de altura aunque posibilita la variación de ésta según las distintas alturas de planta en las zonas técnicas hasta un máximo de 5 m.

Embebidos en el interior de los núcleos se disponen unos potentes pilares metálicos que reciben las cargas localizadas de la estructura metálica para transmitirla al hormigón.

Las losas interiores de los núcleos se van ejecutando posteriormente, haciendo la conexión de armaduras mediante manguitos roscados.



Figura 12. Estructura del encofrado autotrepante
Figure 12. Slipform structure.

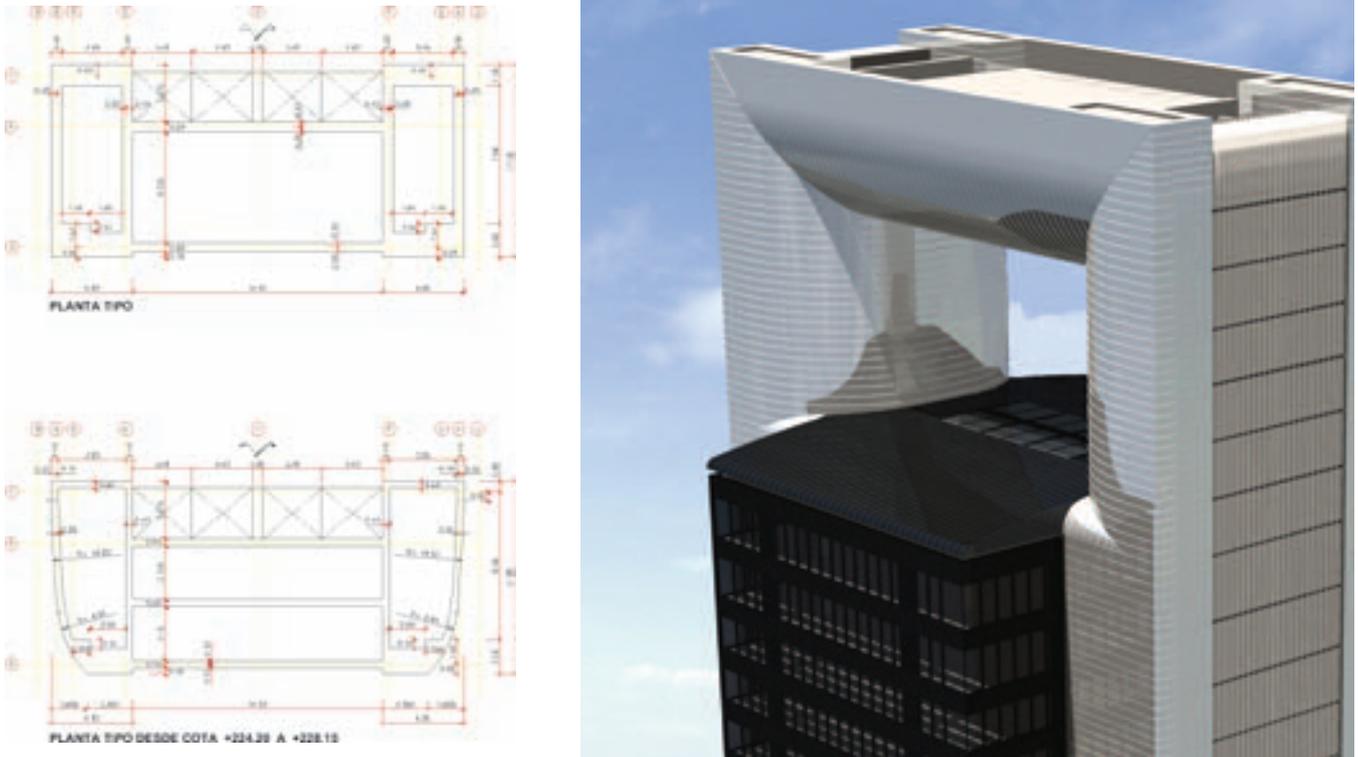


Figura 13. Geometría de la coronación de núcleos
Figure 13. Core crown geometry.

The powerful steel columns embedded in the core transmit the local loads received from the steel structure to the surrounding concrete.

In subsequent stages when the inner slabs were built, the core and slab reinforcement bars were tied with threaded sleeves.

The core cross-section is nearly constant throughout (with the exception of variations in the wall thickness, tapering on the inside) up to the level of the roof over the offices, at which point the outer walls curve (Figure 13). At the abutment between the cores and the centre of the arch, the former change shape again to accommodate the central structure (see the isometric projection of the topmost lifts of concrete in Figure 14).

Another interesting feature of tower construction was the procedure used to build the 1.90 m deep slabs that concur with the connections between the cores and the machine room storey truss upper and lower chords, an arrangement that makes them heavily reinforced, post-tensioned diaphragms.

Since the post-tensioned steel was anchored on the outer side of the walls and the design called for a high ratio of passive steel to connect the wall and the slabs, the building method used on the standard storeys – in which the slabs

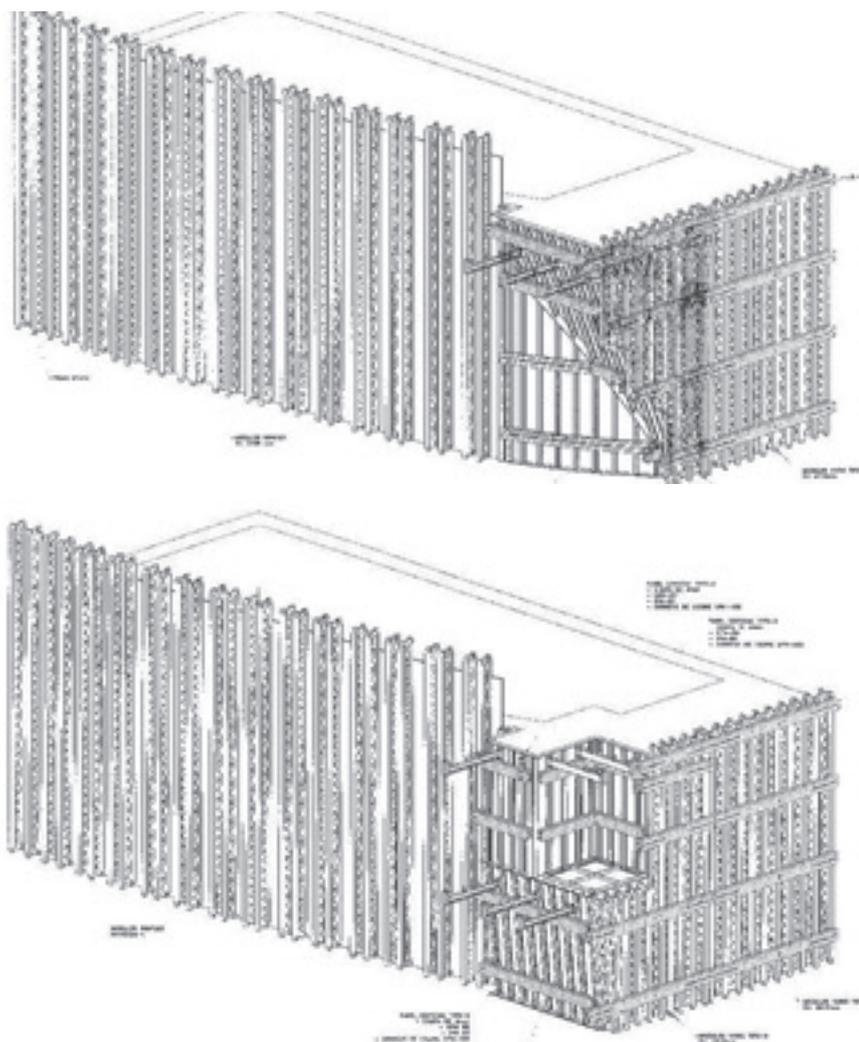


Figura 14. Encofrado de coronación del núcleo con ménsulas para apoyo del arco.
Figure 14. Core crown formwork and corbelling to support the arch.



Figura 15. Estructura soporte del encofrado de losa de 1,90 m.
Figure 15. Shoring for the 1.90-slab formwork.

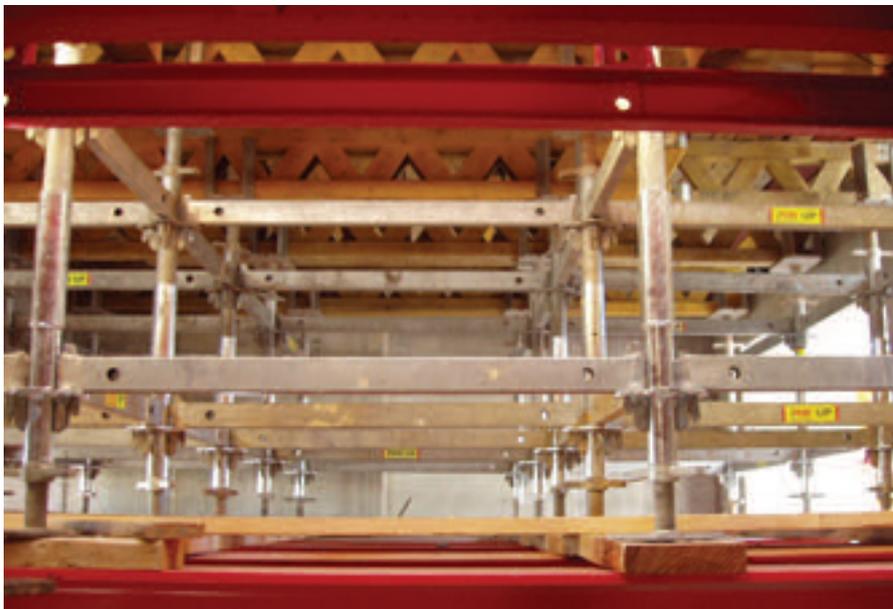


Figura 16. Cimbra de apoyo del encofrado.
Figure 16. Formwork shoring.

were laid and the rebar tied after the walls were erected – could not be used here.

Rather, slabs and walls had to be built monolithically, pouring a special 1.90 m lift of concrete across the entire area of the core (except in the lift shaft and stair well).

The work sequence for this stage of construction was as follows:

1. After the wall was concreted up to the elevation where the 1.90-m slab was to be laid, all the inner formwork platforms were removed.

2. A series of supports was then positioned on the inner core wall to carry the steel beams on which the horizontal formwork for the slab would rest (Figure 15).

3. Low shoring was then mounted on these beams to leave room for subsequent brace removal and form stripping (Figure 16).

4. The formwork was set on the shoring. Over 650 kN of rebar were then laid in position and sheathes were wrapped around the 44 tendons comprising from 19 to 37 0.6" wires and the 16 post-tensioned 75-mm Ø bars placed in each slab (Figure 17).

Once the slab was concreted and the core slipforms were raised, all the inner slipform platforms had to be re-assembled.

After the slab forms were stripped, the cables were threaded and tensioned from the respective slipform platforms (Figure 18).

La sección de núcleo permanece casi constante (salvo variaciones de los espesores de los muros por el interior) en toda la altura hasta que se alcanza el nivel de cubierta de oficinas, en el que aparecen unas formas curvas en el exterior (Figura 13). Estas formas, al alcanzar el arco, se vuelven a transformar para producir el apoyo de la estructura del mismo como se puede apreciar en la isométrica de los encofrados de las últimas trepas (Figura 14).

Mención aparte merece la ejecución de las losas que, por coincidir con la conexión de los cordones inferiores y superiores de las cerchas de plantas técnicas, se convierten en diafragmas de 1,90 m de canto fuertemente armados y postesados.

Dado que el anclaje de los cables de postesado se produce en las caras exteriores de los muros y debido a la importante cuantía de la armadura pasiva que los conecta, es imposible aplicar en estas losas el sistema con el que se ejecuta el resto, esto es, trepar primero los muros y posteriormente ejecutar las losas conectando la armadura con manguitos.

Se impone ejecutar de forma monolítica losas y muros en una trepa especial de 1,90 m pero que afecta a toda la superficie del núcleo (excepto los huecos de ascensores y escaleras).

Para ello se debe realizar la siguiente secuencia de trabajos:

1. Finalizada la trepa de muros anterior a la losa de 1,90 m se desmonta la totalidad de plataformas interiores del sistema de encofrados.

2. En el hueco se dispone un sistema de apoyos para unas vigas metálicas que sirvan de soporte al encofrado horizontal de la losa (Figura 15).

3. Sobre estas vigas se monta un cimbra baja que permita luego hacer los trabajos de desapeo y desencofrado de la losa (Figura 16).

4. Sobre esta cimbra se monta ya el encofrado en sí y se inician los trabajos de ferrallado de los más de 650 kN de acero y montaje de vainas para los 44 tendones de entre 19 y 37 cables de 0,6" y las 16 barras postesadas de Ø75 mm de cada losa (Figura 17).

Una vez hormigonada la losa y realizado el trepado de los encofrados de núcleos, se debe volver a montar todo el sistema de plataformas interiores de la autotrepa.

Ya desencofrada la losa se procede al enfilado y tesado de los distintos cables desde las propias plataformas de la autotrepa (Figura 18).

Esta secuencia se produce seis veces en cada núcleo.

4.3. Estructura metálica

Dentro del epígrafe "Estructura Metálica" de esta torre se engloban diversos trabajos, como los pilares embebidos de los que ya se ha hablado al des-



Figura 17. Armadura y vainas de postesado en losa de 1,90 m.
Figure 17. Post-tensioned rebar and sheaths in the 1.90-m slab.

cribir la ejecución de los núcleos, las cerchas de las plantas técnicas, la viguería de plantas tipo, las estructuras especiales para ascensores, auditorio, etc., cada uno con sus particularidades, pero todos con el factor común de la singularidad que el diseño y el cálculo imprimen a todo el proyecto.

Todos los planos correspondientes a la ingeniería de taller de la estructura fabricada están basados en minuciosos modelos 3D de la estructura que desarrollan hasta el último detalle el proyecto facilitado por los proyectistas de la estructura (Figura 19).

This sequence was performed six times in each core.

4.3. Steel structure

In the Torre Caja Madrid, the term "steel structure" covers a number of different members, including the embedded columns (referred to in the item describing core construction), the trusses in the machine storeys, the beams in the standard storeys, and the special structures for lifts, auditorium and so on, each with its own specific features but all characterized by the singularity con-



Figura 18. Losa desencofrada. Vista antes y después del tesado de cables.
Figure 18. Stripped slab. View before and after cable tensioning.

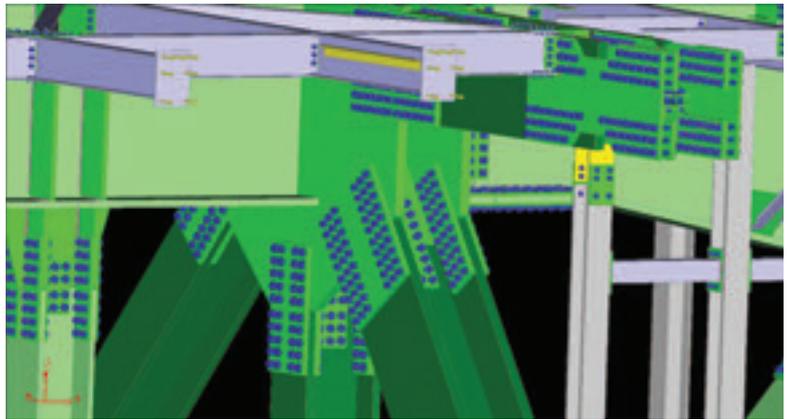
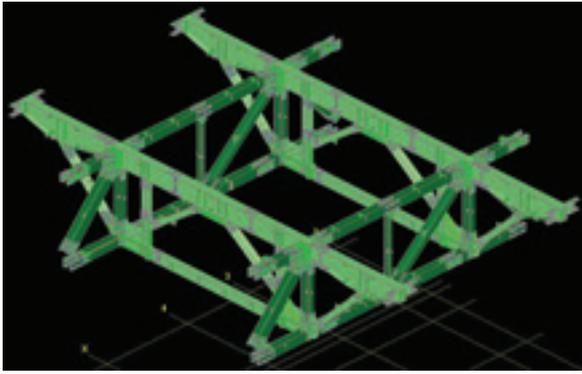


Figura 19. Vistas del modelado 3D de la estructura para el proyecto de taller.
Figura 19. Three-dimensional modelling of the structure for shop drawings.

veyed to the entire project by the engineering and architectural designs.

All the shop engineering drawings for the prefabricated structure were based on minute 3D models of the structure depicting the design details, down to the smallest, provided by the structural design engineers (Figure 19).

The approximate weight of the steel structure is 110,000 kN, and while it is essentially bolted, some welding was involved in both the main trusses on the machine room storeys and the girders in the arch and office storeys: "SMAW" in beam connections on standard storeys, embedded plates in the concrete core and in the structure for the lifts; and "FCAW" and "GMAW" in the joints on the office storey facade columns and the columns embedded in the core walls. The latter support the main trusses on which the secondary structure, namely the office storeys, rest.

Both the embedded columns and the machine room storey trusses are made

with S460NL sheet steel shapes up to 100 mm thick, supplied from the shop in sections weighing up to 360 kN. This necessitated the installation of tall, heavy duty tower cranes for site unloading, hoisting and assembly (Figure 20).

ASTM490-type bolts were used for the bolted joints: a total of 24,000 3/4" and 105,000 1" diameter bolts were used in the machine room storeys, standard office storeys, upper machine room storeys and auditorium; and 43,000 1 1/2" diameter bolts up to 11 3/4" long and weighing 3.55 kg/bolt were used in the main machine room storey trusses and the 4,700-mm deep plate girders at the top of the arch. DTI (direct tension indicator) washers were used to monitor slip critical joints, both to self-monitor bolt tightening and streamline quality control procedures.

In all, approximately 2500 kN of bolts were used, or a ratio of 22.72 N of bolts per kN of structure. Inasmuch as the bolting and tightening operations in structural joints constitute not only a

El peso aproximado de la estructura metálica es de 110.000 kN y aunque se ha tratado de una estructura preferentemente atornillada, tanto en cerchas principales de las plantas técnicas como en jácenas del arco y plantas de oficinas, se han ejecutado uniones soldadas: "SMAW" en conexiones de las vigas de las plantas tipo a los núcleos de hormigón mediante placas embebidas y estructura de ascensores y "FCAW" y "GMAW" en uniones de pilares de fachada de las plantas de oficinas y pilares embebidos en los muros de los núcleos sobre los cuales apoyan las cerchas principales que constituyen el apoyo de la estructura secundaria conformada por las plantas de oficinas.

Tanto los pilares embebidos como las cerchas de las plantas técnicas están fabricadas con perfiles armados en chapa S460NL de espesores de hasta 100 mm constituyendo piezas suministradas desde los talleres de hasta 360 kN, que condicionaron la instalación de grúas torre



Figura 20. Pilar embebido y cerchas principales.
Figure 20. Embedded column and main trusses.



Figura 21. Apriete de uniones atornilladas.
Figure 21. Tightening bolted joints.

de gran capacidad de elevación y altura para su descarga en obra, izado y montaje (Figura 20).

Para las uniones atornilladas se emplea tornillería ASTM490: de 3/4" y 1" de diámetro, con un total de 24.000 y 105.000 unidades respectivamente, utilizada en plantas técnicas, plantas tipo de oficinas, plantas técnicas del arco superior y auditorio; y de 42.000 unidades de 1 1/2" de diámetro y de hasta 11 3/4" de longitud y 3,55 kg/ud, empleadas en cerchas de plantas técnicas principales y jácenas-vigas "pared" de 4.700 mm de canto para el arco superior. Para el control del pretensado de las uniones "Slip Critical" se emplean arandelas DTI "Indicadores Directos de Tensión" permitiendo a la vez un autocontrol del operario del apriete, y agilidad a la hora de llevar a cabo el control de calidad.

En total se emplean aproximadamente 2500 kN de tornillería, lo que supone un ratio de 22,72 N de tornillería por kN de estructura. Dado que las operaciones de atornillado y apriete de la tornillería de las uniones de la estructura suponen una carga de trabajo y un punto crítico en la consecución de los hitos parciales y de los plazos generales de ejecución, se elaboró un estudio minucioso de los rendimientos de apriete, obteniendo como mejores resultados medios para el apriete los de 7 uds/h-operario para la tornillería de 1 1/2" de diámetro y de 14 uds/h-operario para la tornillería de 3/4" y 1" de diámetro. Para el apriete se

emplean llaves neumáticas de impacto de 16 kg de peso y llaves hidráulicas de control de par (Figura 21).

Otro de los aspectos importantes y complejos en una construcción metálica como ésta, y puesto que no se dispone de espacio suficiente para el acopio de estructura a pie de torre, es la logística y transporte a obra de las piezas desde los talleres en Arteixo (La Coruña) con una secuencia aproximada de entrega de material de 5 envíos por semana durante toda la obra, de forma que permite disponer de material para montar una planta de estructura metálica por semana.

Las 3 cerchas metálicas de las plantas técnicas PT1 en cota +39, PT2 en cota +102, y PT3 en cota +168, sobre las que descansan los tres bloques de plantas de oficinas, pesan aproximadamente 7800 kN/cercha, fabricadas en acero S460NL. Para el montaje del conjunto de cerchas de PT1 y siguiendo una secuencia de montaje por piezas con 15 fases de ejecución, se dispone de un conjunto de 4 torres de apeo de 24 m de altura apoyadas en planta baja y que llevan las cargas a la losa de cimentación de la torre bajo las 5 plantas de sótanos mediante puntales metálicos. En cambio, para el montaje de las cerchas de las plantas técnicas PT2 y PT3, se apean las cerchas sobre los cuatro pilares centrales del bloque de oficinas anterior (Figura 22). Para el acceso de los operarios en las operaciones de montaje y apriete de la tornillería se emplean plataformas de 42 m de altura

substantial but a critical work item for both partial and overall construction deadlines, a detailed study of tightening performance was conducted. The findings showed that the shortest mean tightening times were 7 bolts/man hour for 1 1/2" diameter bolts and 14 bolts/man hour for 3/4" and 1" diameter bolts. Tightening was done with 16-kg pneumatic impact spanners and hydraulic torque control spanners (Figure 21).

Another complexity encountered in a steel structure building such as this, with insufficient space at the foot of the tower to stockpile structural components, was the logistics involved in shipping members from shops at Arteixo in the province of La Coruña at a rate of approximately five shipments per week throughout the works, to ensure sufficient inventory to assemble the steel structure for one entire storey each week.

The three steel trusses on machine room storeys PT1 at elevation +39, PT2 at +102 and PT3 at +168, which support the three office segments, are made from S460NL steel and weigh approximately 7800 kN/truss. A series of four 24-m high support towers resting on the ground storey and carrying the loads across steel braces to the mat foundation located underneath the five basement storeys were deployed for the piece-by-piece, 15-stage assembly of the PT1 trusses. During machine room storey PT2 and PT3 assembly, by contrast, the trusses rested on the four central columns in the office segment im-



Figura 22. Apeos de cerchas en planta PT1 (izda.) y en PT 2 y PT3 (dcha.).
Figure 22. Supports for PT1 (left) and PT2 and PT3 (right) trusses.

mediately below (Figure 22). Workers accessed the PT1 trusses for assembly and tightening operations from a 42-m high aerial platform standing on the ground storey, and the PT2 and PT3 trusses from 18-m high platforms resting on the top storey of the office segment immediately below.

During assembly of the trusses that connect the two cores, a “template” was used to prevent faulty alignment of the anchorage points on the columns embed-

ded in the core (which, for reasons of construction sequencing, were necessarily concreted considerably before truss assembly could be begun). This 30x25-m, 400 kN template ensured that the studs on the embedded columns to which the truss members were later attached were properly spaced and in the right position before the respective section of the core was concreted (Figure 23).

The 34 office storeys, 11 in the first and third segments and 12 in the second,

de trabajo para las cerchas PT1 emplazadas en planta baja y plataformas de 18 m de altura de trabajo para las cerchas PT2 y PT3 apoyadas sobre la última planta de oficinas del bloque anterior.

Para evitar que el montaje de las grandes piezas de las cerchas que unen los núcleos pueda presentar problemas por desalineación de los puntos de amarre de éstas con los pilares embebidos en el núcleo (que por secuencia de ejecución están necesariamente hormigonados bastante tiempo antes del inicio del montaje de las cerchas), se utiliza una estructura, el “escantillón”, que a modo de plantilla de 30x25m y 400 kN de peso, asegura antes del hormigonado del tramo de núcleo correspondiente la separación y orientación de las orejetas de los pilares embebidos en las que posteriormente se fijan las piezas de la propia cercha (Figura 23).

Las 34 plantas de oficinas, 11 en el primer y tercer bloque, y 12 en el segundo bloque pesan aproximadamente 1400 kN/planta entre estructura de planta y pilares; a su vez, las plantas del paquete técnico que conforman cada una de las cerchas principales pesan 2600 kN. Para conseguir montar una planta por semana en las plantas de oficinas se dispone de bateas de material con 15 m de longitud y 2600 kN de capacidad que, apoyadas en la planta anterior a la que se está montando, permiten disponer del material necesario para una



Figura 23. Escantillón para replanteo de pilares embebidos.
Figure 23. Template for staking out embedded columns.



Figura 24. Batea de acopio intermedio en montaje de estructura de plantas.
Figure 24. Stockpiling tray on intermediate storeys.

planta justo debajo de la planta que se monta, reduciendo considerablemente los tiempos de eslingado e izado de cada una de las piezas desde la zona de acopio principal en planta baja (Figura 24).

Por último, y para culminar el montaje de la estructura metálica, se realiza el montaje sobre la cubierta de oficinas de la estructura metálica del “arco” que posteriormente se iza a su posición definitiva a 250 m de altura. El conjunto de la estructura, que comprende las tres últimas plantas técnicas del edificio junto con las jácenas ó vigas “pared”

que conectan longitudinalmente ambos núcleos de hormigón, ocupa una superficie de 750 m², tiene una altura de 9 m y pesa 4200 kN. Una de las operaciones más delicadas en este proceso tiene lugar cuando se realiza el prearmado de las dos jácenas de 30 m de longitud y vigas armadas de 4,70 m de canto, despiezadas en tres piezas de 200 kN cada jácena y que, por las velocidades de viento a 200 m de altura, obliga a disponer de numerosos arriostrados y elementos estabilizadores para su correcto ensamblaje (Figura 25).

4.4. Forjados

Finalizado el montaje de la estructura metálica de las plantas se procede a la ejecución de los forjados de chapa colaborante.

Sobre la vigería de planta y con los medios de seguridad correspondientes, se realiza el extendido y fijación de la chapa.

Sobre ella se disponen los conectores de cortante, los anclajes de fachada, armaduras y otros elementos embebidos antes de pasar al hormigonado de la losa con hormigón ligero (Figura 26).

4.5. Izado del arco

La ejecución del remate de la estructura de la torre que conforma el arco que aloja las plantas técnicas superior-

weigh approximately 1400 kN/ storey, including storey structure and columns; the machine room storeys housing the main trusses, in turn, weigh 2.600 kN each. To maintain a building pace of one office storey per week, 15 metre long, 250 kN stockpiling trays were installed on the storey immediately underneath the one under construction. With all the material required located just one storey below, this arrangement considerably reduced the slinging and hoisting time that would have been needed to raise each member from the main stockpile on the ground storey (Figure 24).

Lastly, to complete the assembly of the steel structure, the “arch” was assembled on the roof over the office storeys and later raised to its position at an elevation of 250 m. In all, this structure, which includes the three upper machine room storeys and the plate girders that connect the two concrete cores longitudinally, has an area of 750 m², is 9 m high and weighs 4200 kN. One of the most sensitive operations in this process was the pre-reinforcing of the two 30 m long girders, divided into three 200 kN sections, and the 4.70 m deep beams, for the wind speeds prevailing at elevations upward of 200 m necessitated substantial bracing and stabilizing to ensure proper assembly (Figure 25).

4.4. Slabs

Construction of the composite steel deck slabs was undertaken after the



Figura 25. Fases de montaje de las jácenas y la estructura del arco.
Figure 25. Girders and arch - three construction stages.



Figura 26. Fases de ejecución de los forjados colaborantes.
Figure 26. Four stages of composite steel deck construction.

steel structure was assembled on each storey.

The deck was laid on and attached to the storey beams, with all due safety measures in place.

Shear connectors, facade anchors, reinforcing steel and other embedded elements were laid out on the deck, after which the suite was concreted with lightweight concrete (Figure 26).

4.5. Raising the arch

Construction of the structure that crowns the tower, the centre of the arch that houses the upper machine room storeys, was particularly complex due essentially to the conceptual design itself, which entailed building a three-storey “bridge” 25 m wide and spanning a distance of 30 m at an elevation of 250 m.

The possibility of assembling the structure directly in its intended position was ruled out because of the difficulty involved in providing appropriate shoring and work platforms at that height. The procedure chosen involved assembling this 4200 kN structure on

the roof of the third segment of office storeys and raising it with heavy lifting methods to its permanent position nearly 35 m above that point. The areas housing the connections to the cores were completed before the concrete was poured on the storeys.

The arch was assembled on a series of provisional supports similar to the ones described in the above section on steel structure, that were sufficiently high to hoist the whole centre piece of the arch, including the curved shapes that support the final cladding, to its permanent position (Figure 27).

The structure was raised with four hydraulic jacks positioned on platforms corbelled out from the crown of the core (Figure 28). These jacks, each powered by its own hydraulic mechanism, were centrally controlled by an IT system that regulated the upward speed of all four to prevent any possible misalignments during the hoisting operation that would have loaded some of the jacks more than others (Figure 29).

The structure was guided by a roller and track system attached to the core to prevent lateral displacement during the hoisting operation.

res presenta una especial complejidad, fundamentalmente por el propio concepto del diseño que implica la construcción de un “puente” de 3 niveles, 25 m de ancho y 30 m de luz, suspendido a casi 250 m de altura.

Desechada la opción de efectuar el montaje directamente en su posición por la dificultad de disponer apeos y plataformas de trabajo adecuadas a esa altura, se optó por un procedimiento que, partiendo del montaje de la estructura apoyada sobre la cubierta de la última planta del tercer bloque de oficinas, y mediante la utilización de técnicas de “Heavy Lifting”, permita el izado de esa estructura de 4200 kN de peso hasta su máxima altura casi 35 m por encima del nivel de la planta que sirve de soporte al montaje, nivel en el que ya se realiza el apoyo definitivo de la estructura, completando las zonas de conexión con los núcleos antes del hormigonado de las plantas.

El montaje, como se ha descrito en el apartado dedicado a la estructura metálica, se realiza sobre una serie de apoyos provisionales con altura suficiente para permitir que la totalidad de la estructura metálica de la zona central del arco, incluyendo la perfilera curvada de soporte del forro definitivo



Figura 27. Vistas del arco previo a su izado.
Figure 27. Arch prior to positioning.

del arco, sea ya izada hasta su posición definitiva (Figura 27).

El izado se realiza mediante 4 gatos hidráulicos dispuestos sobre plataformas voladas en la coronación del núcleo (Figura 28). Estos gatos, accionados cada uno por su propia central hidráulica, están controlados de forma centralizada por un sistema informático que regula la velocidad ascensional de los cuatro impidiendo que puedan producirse desajustes en la nivelación de la estructura durante el izado ni sobrecargas de unos gatos frente a otros (Figura 29).

Para evitar desplazamientos laterales durante el izado, la estructura va guiada por un sistema de rodamientos contra unos carriles situados en el núcleo.

El proceso de izado se realiza en dos etapas. En un primer tirón de unos centímetros se produce el despegue de la estructura de los apeos provisionales de forma que permite el desmontaje de éstos últimos y se puede completar el montaje de algunas piezas de la perfilería del forro inferior, impedido hasta ese momento por la presencia del apeo provisional.

Finalizado ese montaje se procede ya al izado en sí de la estructura del arco. Durante toda la operación se mantiene un control sistemático no sólo del sistema hidráulico, sino una permanente supervisión topográfica de la posición de la estructura. También se mantiene un control visual constante del sistema de guiado y de los cables (Figura 30).

Esta segunda fase de izado permite, en aproximadamente 2 horas, subir los cerca de 20 m necesarios



Figura 28. Plataforma de gatos en coronación de núcleo.
Figure 28. Core crown platform for jacks.



Figura 29. Control informatizado del sistema hidráulico
Figure 29. IT monitoring of the hydraulic system.



Figura 30. Equipos de control de la operación.
 Figure 30. Operation monitoring teams.



Figura 31. Fases de izado.
 Figure 31. Hoisting stages.

Hoisting took place in two stages. A first heave lifted the structure a few centimetres off the provisional supports, which could then be removed to provide access to the underside of the structure and complete assembly of the shapes for

cladding, whose installation had been obstructed by the supports.

When assembly was completed, the arch structure was hoisted into place. Throughout this operation, both the hy-

para llevar la estructura a su posición definitiva (Figuras 31 y 32). Una vez alcanzada esta posición se procede a realizar las uniones de la estructura metálica que permiten hacer el apoyo definitivo de la estructura izada sobre el núcleo de hor-

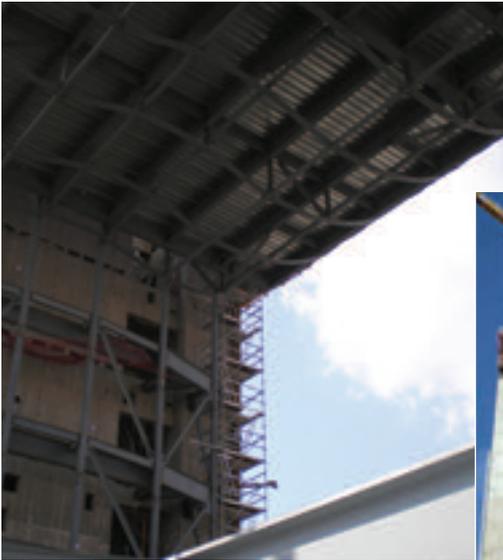


Figura 32. Vistas del arco ya izado a su posición definitiva.
Figure 32. Arch in permanent position.

migón y, por tanto, hacer la descarga de los gatos.

Con esta maniobra se completa el esquema estructural de la torre, quedando ya los forjados de las plantas técnicas superiores prácticamente listos para su hormigonado. Asimismo, en esa operación se le proporciona definitivamente a la torre su perfil característico diseñado por Foster & Partners para dominar el horizonte de Madrid.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Burgos, J.R.: "Nueva sede social Caja Madrid", *Hormigón y Acero*, Vol. 59, nº 249, julio-septiembre, 2008.
- [2] Lakota, G.; Alarcón, A.: "Torre Caja Madrid: cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m en Madrid". *Hormigón y Acero*, Vol. 59, nº 249, julio-septiembre, 2008.

draulic system and the position of the structure were continually monitored, the latter using construction survey methods. The track guides and cables were visually monitored throughout (Figure 30).

In this second hoisting stage, which lasted approximately two hours, the structure was raised to its permanent position (Figures 31 and 32). With the arch in position, it was jointed to the steel structure in the concrete core to be able to rest the hoisted structure on the core and unload the jacks.

With the floors on the upper machine room storeys practically prepared for concreting, this operation brought construction on the tower structure to an end, completing the characteristic silhouette designed by Foster & Partners that dominates Madrid's skyline.

REFERENCES

- [1] Burgos, J.R.: "New Caja Madrid headquarters", *Hormigón y Acero*, Vol. 59, nº 249, July-September, 2008.
- [2] Lakota, G.; Alarcón, A.: "Torre Caja Madrid: structural design of a singular 250 m building in Madrid". *Hormigón y Acero*, Vol. 59, nº 249, July-September, 2008.

FICHA TÉCNICA / TECHNICAL DATA

- Edificio / *Building*: Torre Caja Madrid
- Propiedad / *Owner*: Caja Madrid (Promotor Delegado: Repsol YPF)
- Director del Proyecto / *Project Director*: José Ramón Burgos
- Gestión del proyecto / *Project manager*: Gerens Hill International
- Arquitecto / *Architect*: Foster & Partners
- Proyecto de estructura / *Structural engineering*: Halvorson and Partners
- Cálculo de estructuras del aparcamiento: Gilsanz, Murray and Steficek (GMS), Nueva York
Structural Engineer for garage
- Estudio de viento / *Wind studies*: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada
(Nick Isyumov)
- Asistencia Técnica a la Dirección de Obra de estructura / *Technical assistance, structural site management*:
Luis Casas (Arquing, S.L.)
- Estudio geotécnico / *Geotechnical survey*: SGS Tecnos
- Control de proyecto / *Design quality control*: SGS Tecnos
- Proyecto de instalaciones / *Building services design*: Aguilera Ingenieros
- Empresa principal / *General contractor*: FCC-Dragados
- Control de ejecución y materiales / *Workmanship and materials quality control*: SGS Tecnos
- Muros Pantalla / *Diaphragm walls*: Geocisa
- Hormigón (suministrador) / *Concrete (supplier)*: HYMPSA
- Encofrados / *Formwork*: Peri
- Ejecución estructura de hormigón - armadura pasiva / *On-site structural concrete – reinforcing steel*:
FCC-Dragados
- Pretensado (suministrador o sistema) / *Prestressing (supplier or system)*: BBR
- Estructura metálica (taller) / *Steel structure (shop)*: Horta Coslada



DISEÑO DE LA TORRE CAJAMADRID

Eva SOTO PÉREZ

Ingeniera de Caminos

FCC CONSTRUCCIÓN S.A.

Servicio de Asistencia Técnica a Obra

esotop@fcc.es

Jesús J. MATEOS HERNÁNDEZ-BRIZ

Ingeniero de Caminos

FCC CONSTRUCCIÓN S.A.

Director Servicio de Asistencia Técnica a Obra

jmateosh@fcc.es

Resumen

Dentro del conjunto "Cuatro Torres Business Area", en los terrenos de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid, se está desarrollando la construcción de la Torre de Cajamadrid. Se trata de un edificio de 250 m de altura desde el nivel de planta baja, situado en el cruce del Pº de la Castellana y la C/ Monforte de Lemos, que es en la actualidad el edificio más alto de España.

Se distribuye en 5 sótanos bajo rasante, un nivel de Planta Baja y una torre de 34 plantas de oficinas en tres módulos, soportados cada uno de ellos por una estructura de cerchas de una altura equivalente a dos plantas. Éstas se apoyan en dos núcleos de hormigón armado que soportan las cargas gravitatorias de todo el edificio y constituyen el elemento resistente ante esfuerzos horizontales (viento y eventualmente sismo). Funcionalmente actúan como ejes de las comunicaciones verticales e instalaciones. El edificio se corona con un elemento que, puentando los dos núcleos, forma un arco adintelado en el que se aloja una cuarta planta técnica.

Palabras Clave: Losa de cimentación, núcleos, cerchas, arco, forjado de chapa colaborante, hormigón ligero.

1. Introducción

La Torre de Cajamadrid se sitúa en la parcela P1 del conjunto "Cuatro Torres Business Area", en la esquina más al Sur de la urbanización.



Fig. 1 Vista del edificio desde el Paseo de la Castellana

El proyecto del edificio ha sido realizado por Foster and Partners y el diseño estructural por Halvorson and Partners, con la colaboración de la consultora española ARQUING.

Las superficies totales construidas son 36.319 m² bajo rasante, y 71.647 m² en la torre, con 34 plantas de oficinas de 1.200 m² de superficie útil cada una, prácticamente diáfanas, con sólo cuatro pilares interiores. El acceso al aparcamiento se efectúa desde las plantas primera y segunda bajo rasante mediante el anillo perimetral común a las parcelas de las Cuatro Torres.

La estructura de sótanos está formada por forjados reticulares de 35+10 cm de espesor y losa de planta baja de entre 30 y 40 cm con vigas de cuelgue y de canto. La cimentación de la torre es directa, mediante losa de hormigón armado de medidas 72,00 x 43,80 y 5,00 m de canto sobre la que descansan los dos núcleos de hormigón de la estructura portante.

Los núcleos se unen entre sí, en cada nivel de plantas técnicas (tres en total), mediante dos potentes cerchas metálicas, formadas por vigas armadas con chapas de hasta 100 mm de espesor, que se apoyan en cuatro pilares embutidos en los muros de núcleo. Coincidiendo con los niveles superior e inferior de estas cerchas, se crean en el núcleo unos grandes diafragmas horizontales de reparto de cargas compuestos por losas de hormigón de 1.90 m de canto, fuertemente armadas y zunchadas con cables de postesado en ambas direcciones.

Sobre cada nivel de cerchas, descansan conjuntos de 11, 12 y 11 plantas respectivamente, formadas por vigas metálicas de perfil laminado, que actuando como vigas mixtas, soportan un forjado también mixto de chapa colaborante y hormigón ligero de espesor variable entre 150 mm y 225 mm.

La estructura del arco que remata el edificio está constituida por dos grandes jácenas metálicas de 4.5 m de canto.



Fig. 2 Alzado Norte

3. Cargas y materiales

3.1 Cargas verticales

En la siguiente tabla se resumen las cargas verticales consideradas en las distintas plantas.

Tabla 1 Cargas verticales en forjados

Nivel	Carga permanente (Kg/m ²)	Sobrecarga de uso (Kg/m ²)
Aparcamiento	370	400-2.500
Planta Baja	250-3.000	500-2.000
Planta de Oficinas Tipo	150	300
Planta Técnica	625	1.100
Entreplanta Técnica	125	500
Planta de Oficinas 1,12 y 24	275	450
Losas de núcleos	300	500

A estas cargas se añaden las gravitatorias de los revestimientos exteriores:

Muro cortina fachada de oficinas: 75 kg/m²

Revestimiento del núcleo: 125 kg/m²

3.2 Cargas horizontales

3.2.1 Cargas sísmicas

De acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente, no se realizó cálculo sísmico al ser la aceleración sísmica inferior a 0.06 g.

3.2.2 Carga de viento

La presión de viento considerada tuvo en cuenta los valores mínimos exigidos por la Norma NBE-AE-88 y los resultados obtenidos mediante un estudio en túnel de viento realizado por el Grupo de Ingeniería de Viento Alan G. Davenport de la Universidad de Ontario Occidental de Canadá. Estos ensayos permitieron obtener, además de las cargas que actúan sobre la estructura, la aceleración del edificio, cuyo valor debe ser inferior a 20 mG para evitar a los usuarios sensación de movimiento bajo vientos fuertes.

Se realizaron varios modelos con distintas configuraciones: sólo con la Torre Cajamadrid, con dos Torres (Cajamadrid y Torre Espacio) y con las cuatro torres y el Centro de Convenciones. Las presiones de viento para alturas superiores a 100 m están entre 1.5 y 1.56 kP, que proporcionan, en el caso más desfavorable, un cortante total debido al viento de 2.100 t en dirección Norte-Sur y 1.700 t en dirección Este-Oeste.

El desplazamiento horizontal máximo en coronación del edificio es de 0.3 m en dirección Norte-Sur (H/800) y 0.19 m (H/1300) en dirección Este-Oeste. Las aceleraciones del edificio varían según la configuración de los otros tres edificios y el nivel de amortiguamiento que exista en la torre (varía entre el 1.5% y el 2%). Para los valores del amortiguamiento más críticos (1.5%) se comprobó que las aceleraciones del edificio son inferiores al máximo admisible de 20 mG.

3.3 Materiales

Los núcleos son de hormigón armado de resistencia entre 40 y 55 MPa. Están armados con acero pasivo B 500 S salvo en la unión a los cordones de las cerchas donde se emplea acero postesado en barras Macalloy 1030 Ø75 mm y cables Y1860 S7 de 0.6" de diámetro nominal. Estas losas postesadas son de HA-55, mientras que el resto de losas interiores de los núcleos son de HA-30 de densidad normal.

Los forjados de chapa colaborante son de hormigón ligero de densidad 1.8 t/m³ y resistencia característica 30 Mpa. La chapa es de acero galvanizado S320GD, de 1 mm de espesor. En las plantas técnicas se emplea hormigón HA-30 de densidad normal y chapa de 1.2 mm.

El acero estructural es, en la mayoría de elementos, S355K2G3/G4. En las cerchas se empleó acero S460NL de espesores hasta 100 mm para conseguir una mayor robustez de la estructura. Para las uniones atornilladas se utilizó tornillería ASTM490, realizando el control del pretensado de las uniones "Slip Critical" mediante arandelas DTI "Indicadores Directos de Tensión".



Fig. 4 Sección general Norte-Sur

4. Esquema estructural

4.1 Estructura de planta tipo

La planta tipo de oficinas mide 32 m en dirección Este-Oeste y 42 m en dirección Norte-Sur. El forjado tipo es mixto, con chapa colaborante de 1 mm de espesor sobre la que se vierte hormigón ligero hasta un canto de 150 mm. Las vigas metálicas tienen una separación de 3 m entre ejes, y se apoyan en cuatro pilares interiores y cuatro exteriores, además de sendas vigas Vierendeel en las fachadas Norte y Sur, que apoyan en otros cuatro pilares adosados al núcleo.

Además del armado superior con mallazo $\text{Ø}8 \times 20 \times 20$, se dispone en dirección Este-Oeste un refuerzo continuo que actúa como tirante a tracción, manteniendo unidos los dos núcleos.

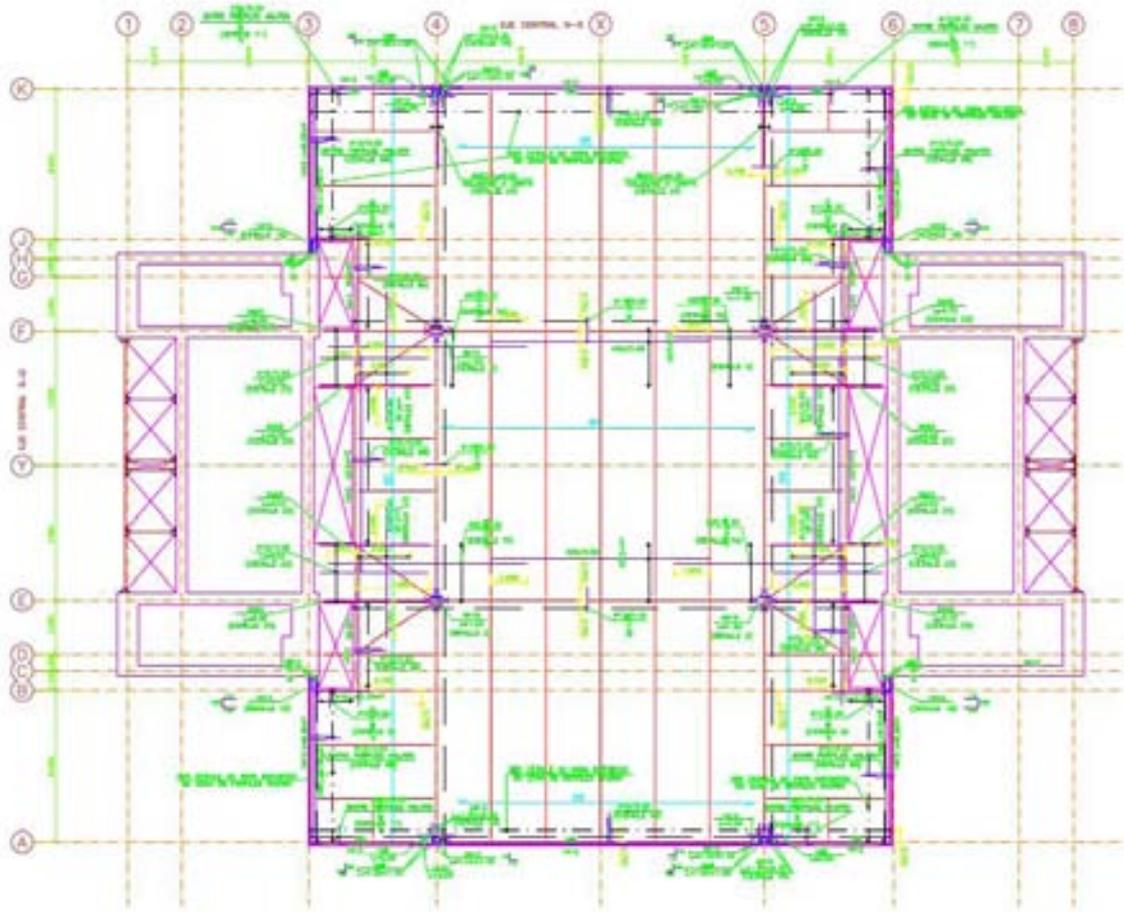


Fig. 5 Forjado Tipo

4.2 Cerchas

Las cerchas principales unen los núcleos en dirección Este-Oeste, y soportan a las cerchas secundarias, en dirección Norte-Sur, que reciben los 8 pilares centrales por planta.

El edificio se organiza en tres bloques de 11 ó 12 plantas, cada uno de los cuales, independientemente de los otros, descansa sobre las tres cerchas que unen los dos núcleos. Las cerchas y los pilares interiores están diseñados para soportar la carga de dos de los bloques, de manera que si fallara una de las cerchas de cualquier nivel, la contigua asumiría sus cargas con los pilares interiores a tracción o compresión.

El dimensionamiento de las cerchas se realizó por rigidez, siendo más importante que la flexión frente a cargas gravitatorias la función de arriostramiento de los núcleos frente a cargas de viento.

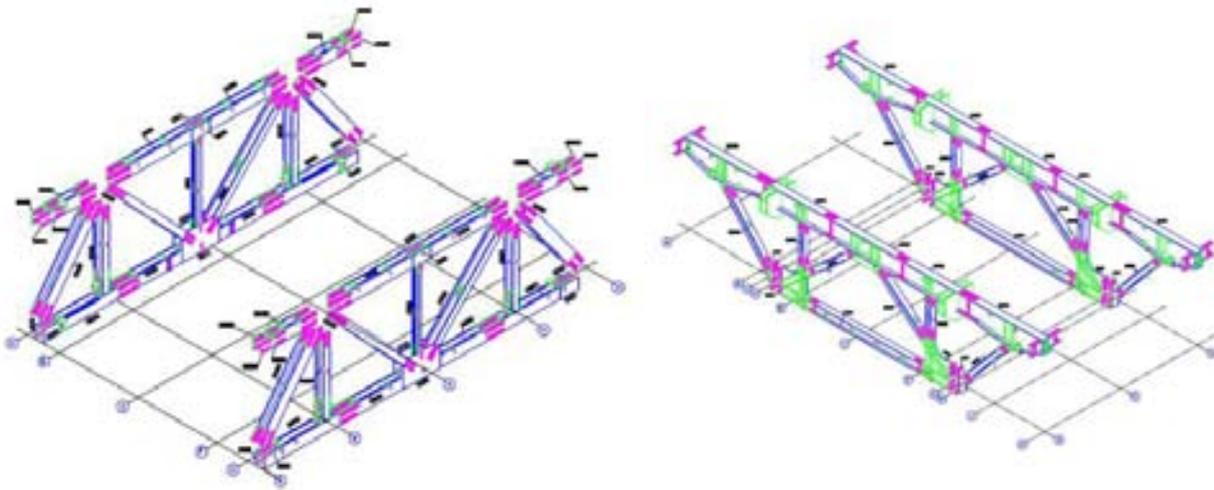


Fig. 6 Cerchas principal y secundaria

4.3 Núcleos

Los dos núcleos son los únicos elementos verticales de la torre que llegan hasta cimentación. Con unas dimensiones de 23 m en dirección Norte-Sur y 10 m en dirección Este-Oeste, están formados por muros de hormigón armado de espesor variable entre 1.20 y 0.30 m.

Los núcleos se comportan como ménsula ante las cargas de viento en dirección Norte-Sur y en dirección Este-Oeste funcionan como pórtico con las cerchas principales, que transmiten a los núcleos tanto cargas verticales como horizontales. Para conseguir esta transmisión de cargas, se dispone un pilar metálico embebido con conectores soldados al ala y al alma.

A nivel de la unión de los cordones superiores e inferiores de las cerchas y con el objeto de centrar las cargas y hacer que los muros resistan las cargas horizontales de las cerchas, se dispone una losa de 1.90 m de canto postesada en ambas direcciones con cables y barras Macalloy. En estas losas se utiliza hormigón de resistencia HA-55 para lograr la resistencia a cortante necesaria.

El resto de losas de las plantas tipo de los núcleos se realizaron en hormigón HA-30 de densidad normal, de 40 cm de espesor.

Se diseñó un detalle especial para los cuatro pilares metálicos de la estructura de planta situados en las esquinas Norte y Sur de cada núcleo, para permitir el desplazamiento vertical relativo entre las plantas, a fin de compensar las deformaciones de fluencia y retracción del núcleo.

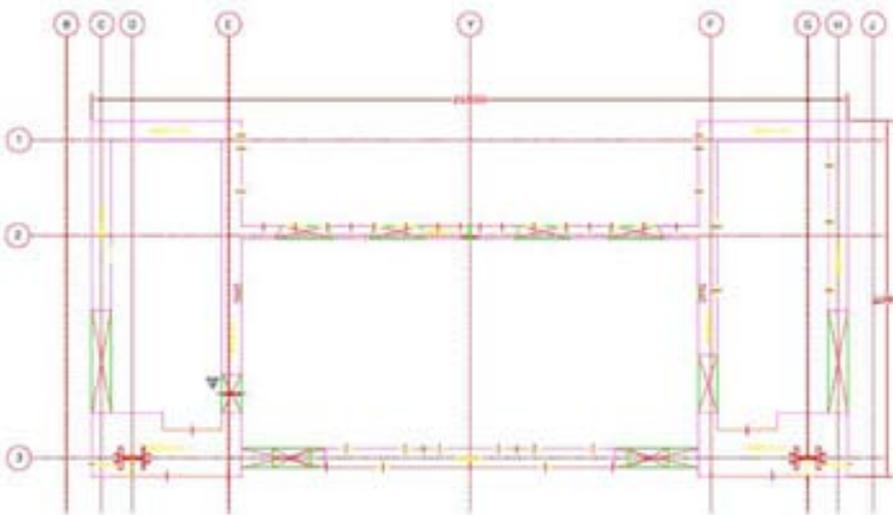


Fig. 7 Sección Tipo de Núcleo

4.4 Jácena del arco

El arco adintelado que remata el edificio está formado por dos jácenas simplemente apoyadas en los núcleos que soportan la cubierta y los niveles de instalaciones superiores. La elección de esta tipología estructural en lugar de un sistema de cerchas como en los tres primeros bloques técnicos está motivada, por una parte, en el reducido canto previsto para la estructura y por otra en que, al no ser necesario un elemento rigidizador como en las plantas técnicas inferiores, el diseño de una jácena biapoyada evita la necesidad del sistema de postesado para la transmisión de momentos a los muros de los núcleos.

Las jácenas tienen un canto de 4.5 m, con un espesor de alma de 40 mm. La parte superior coincide con la cubierta y la inferior con la entreplanta técnica, de manera que la planta técnica inferior queda suspendida de ésta mediante seis péndolas de ala ancha rigidamente unidas a las vigas de apoyo en el nivel de la entreplanta, que a su vez se empotran en los rigidizadores de la jácena.

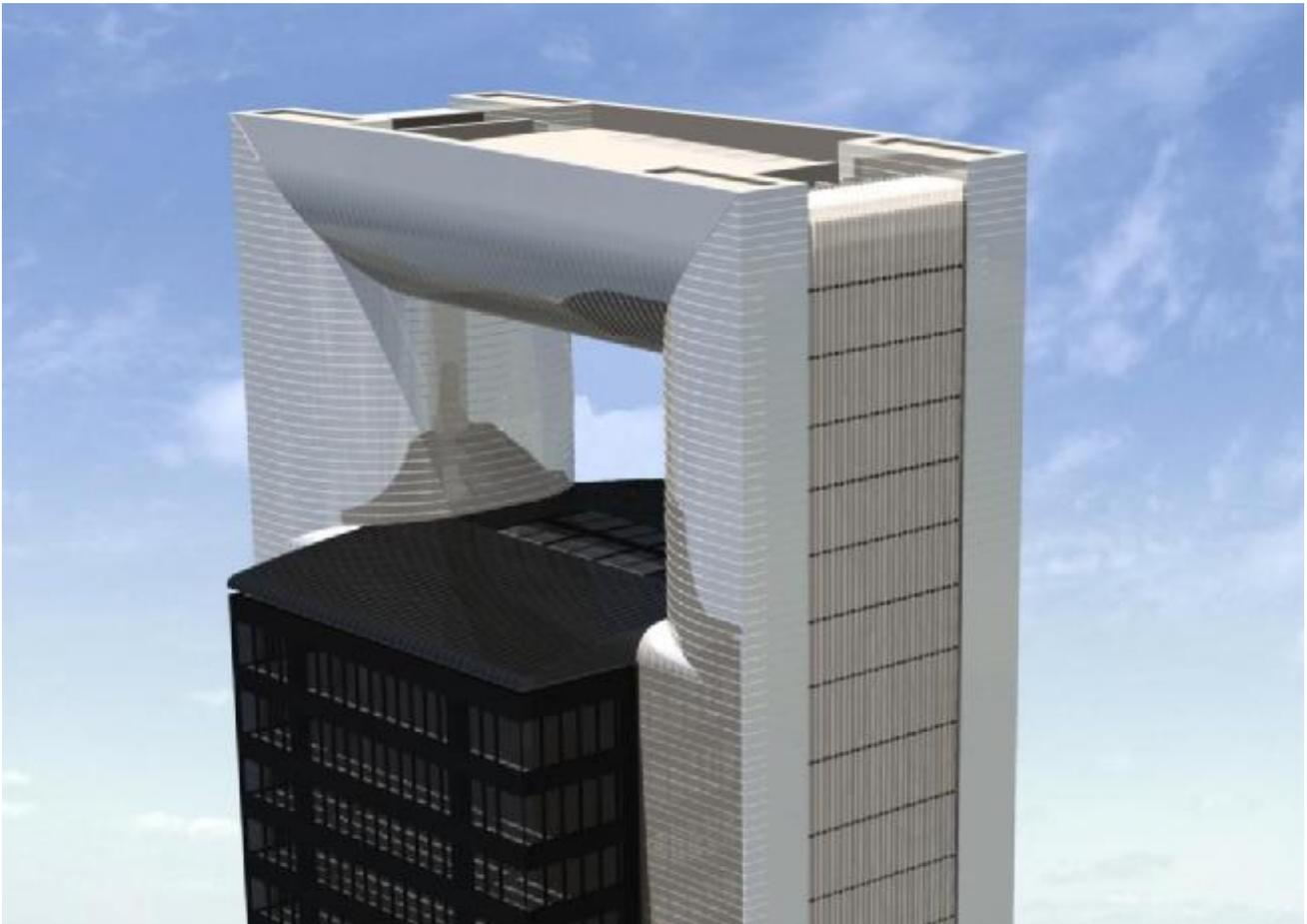


Fig. 8 Detalle del arco superior

EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA TORRE CAJAMADRID

Jesús Javier MATEOS HERNÁNDEZ-BRIZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.

Director Servicio de Asistencia Técnica a Obra

jmateosh@fcc.es

Resumen

Las particularidades que el diseño de la torre, tanto arquitectónico como estructural, impone a la ejecución de la misma hace que, más allá de las particularidades propias de un edificio en altura, en la ejecución de la torre Cajamadrid haya habido que aplicar técnicas mucho más cercanas a las grandes obras civiles que a las habituales en obras de edificación.

A lo largo de este artículo vamos a repasar aquellos elementos singulares de la ejecución que merecen ser destacados.

En primer lugar, tras una breve descripción general de la ejecución de la torre, se hará mención general al sistema de control de geometría y a los medios auxiliares de ejecución, pasando posteriormente a describir en detalle la ejecución de los elementos estructurales más significativos de la torre. Capítulo aparte, por complicación y espectacularidad, merece el procedimiento de ejecución del llamado "Arco" que aloja las plantas técnicas superiores y remata el conjunto de la torre.

Palabras Clave:

Rascacielos

Estructura metálica

Encofrado Autotrepante

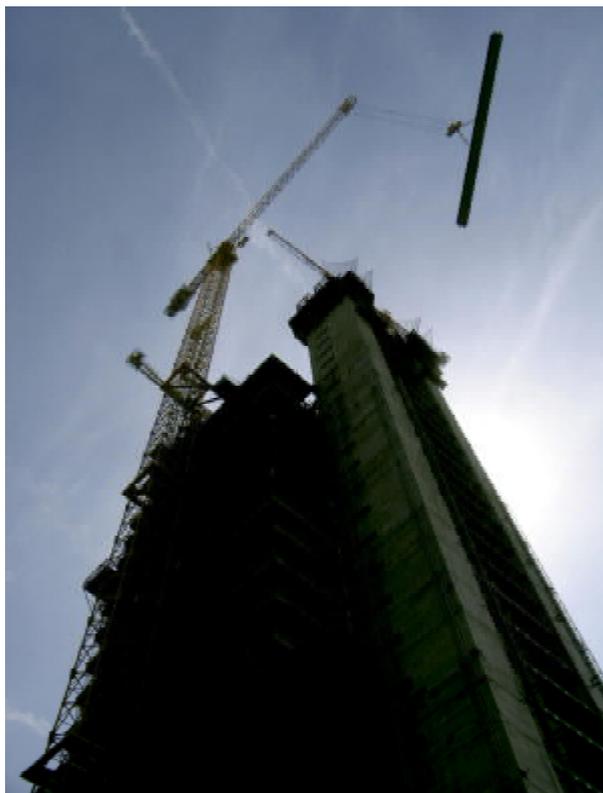
Grúa torre

Bombeo de hormigón.

1. Introducción

Dentro del obligado esquema secuencial de ejecución de todo edificio en altura, la configuración de esta torre, con sus dos núcleos, la estructura metálica conformada en tres bloques independientes, la geometría de coronación, etc. impone condicionantes a la propia ejecución.

De esta forma, una vez realizada la imponente losa de cimentación que soporta el conjunto de la torre y la parte de estructura de los sótanos, resultaba imperativo que los dos núcleos fueran creciendo en avance sobre la ejecución de la estructura metálica que los unirían, condicionando sistemas de control de geometría y medios auxiliares de ejecución.



La peculiaridad de la separación en tres bloques de las plantas de oficinas, con las potentísimas estructuras soporte de cada bloque (tanto la parte metálica como su unión con los núcleos), frente a la linealidad de avance que habitualmente se le presupone a un edificio de esta índole, rompe completamente el ritmo de ejecución, provocando aparentes paralizaciones muy lejanas a la realidad.

Sistemas de autotrepa para los núcleos, bombeo de hormigón a gran altura, losas fuertemente armadas y postensadas, movimiento de piezas metálicas extraordinariamente pesadas, grandes uniones atornilladas, procedimientos de izado tipo Heavy Lifting para la coronación del edificio, etc. son algunos de los problemas que ha sido necesario abordar para llevar a buen término la construcción de la torre.

Tanto los proyectos de ejecución como los procedimientos de trabajo han sido desarrollados por el personal técnico de la UTE FCC-Dragados y la oficina técnica de HORTA COSLADA como contratista de estructura metálica y bajo la supervisión de SGS como empresa de control de ejecución.

A continuación se hará un repaso a los procesos de ejecución más relevantes en el conjunto de la obra.

Fig. 1 – Vista general de construcción

2. Control de la geometría

El sistema de construcción previsto, basado en la ejecución de los dos núcleos en adelantado con respecto al montaje de la estructura metálica que los une, impone una limitación significativa al posicionamiento relativo de los dos núcleos, más teniendo en cuenta que el elemento al que se fijan las grandes celosías de la plantas técnicas es un pilar metálico embebido en los núcleos a cuyas orejetas se deben atornillar las piezas de las celosías (con una tolerancia bastante estricta).

Se imponía por tanto un riguroso sistema de control de geometría de ejecución que fuera válido tanto para la estructura de hormigón y para la estructura metálica como para posteriormente realizar los replanteos de fachada y acabados. Este sistema debería evitar las afecciones que por soleamiento de la estructura, etc. pudieran crear deformaciones que falsearan las mediciones.

El sistema implementado, con objeto de que no se vieran limitados los horarios de trabajo por los mencionados efectos de soleamiento, se basa en la creación de sistemas relativos de replanteo por planta, disponiendo bases de coordenadas conocidas en cada planta, bases que servirán para realizar el replanteo local sin verse afectado ya por efectos adversos.

Para ello se establecieron 4 bases principales en los encuentros de los núcleos con la torre, materializados mediante hitos de hormigón con placas de centraje forzoso.

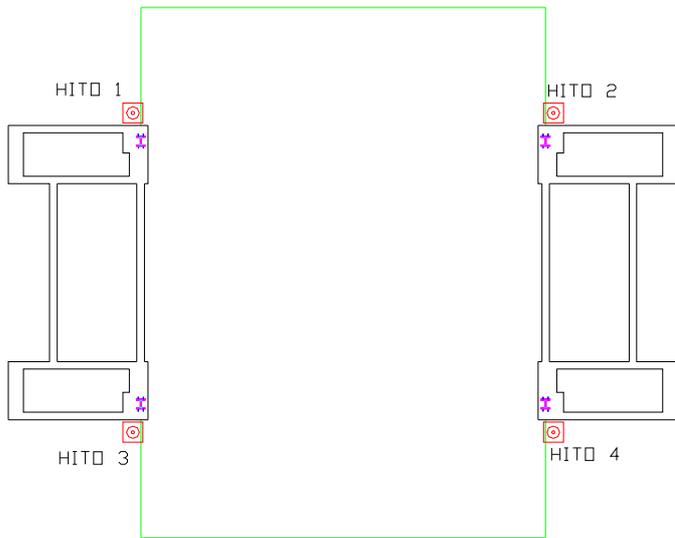


Fig. 2 – Bases fijas de replanteo. Posición y detalle

Estas bases se traspasaban verticalmente mediante plomadas ópticas trabajando desde los propios encofrados de núcleo sobre plataformas metálicas ancladas a los núcleos.

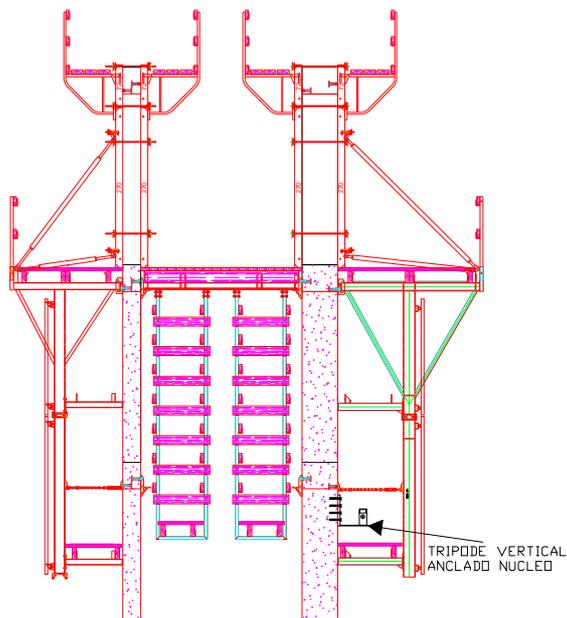


Fig. 3 – Bases fijas de replanteo. Posición y detalle

Realizando estas actividades a primera hora de la mañana se evitaban los problemas de soleamiento, consiguiendo un sistema principal de bases, ya en altura, que permitía trazar puntos de trabajo de coordenadas fijas a distintas alturas de la torre.

Este sistema de puntos de coordenadas conocidas permite ya todos los trabajos de replanteo de núcleos, estructura metálica, forjados, fachadas y acabados.

3. Medios Auxiliares

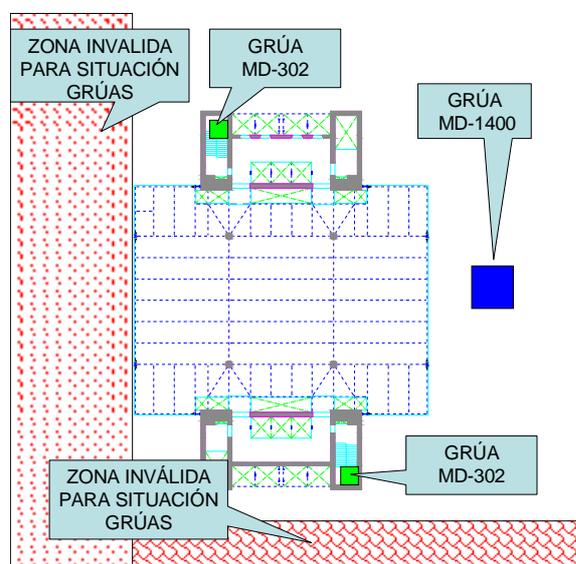
El diseño de la torre condiciona de forma importante la cantidad y tipo de los medios auxiliares de ejecución.

Por una parte, la existencia de dos núcleos que se ejecutan en avance cada uno con sus necesidades específicas de elevación, más la ejecución, por detrás de éstos en el tiempo, de la estructura metálica y los forjados de planta, exigen la dotación de tres equipos de elevación independientes en un espacio muy reducido.

Por otra parte, el despiece de la estructura metálica de las cerchas de plantas técnicas obliga a mover en altura piezas de hasta 32000 kg, lo que hace que los medios habituales de elevación fueran totalmente insuficientes para esta ejecución.

Adicionalmente hubo una serie de requisitos por parte de la propiedad en cuanto a la disponibilidad de puntos de arriostramiento en fachada que también limitaron las posibilidades de instalación.

Por todo ello se decidió disponer tres grúas torre. Dos de ellas se dispusieron de tipo trepante por el interior de los núcleos modelo Potain MD-302, con capacidad de 16000 kg de carga máxima y 12000 kg en punta para dar servicio a los núcleos y dar apoyo si fuera necesario en la zona central. La tercera grúa es la grúa principal de montaje de la estructura metálica y la que por tanto debería ser capaz de mover las grandes cargas que se han mencionado con anterioridad.



Dados los condicionantes de ubicación por la propia geometría de parcela y de posibilidad de arriostramiento, la única opción válida de situación para esta grúa principal es la fachada norte de la torre. Esta posición implica que las piezas de 32000 kg se debieran colocar con un radio de carga ligeramente superior a 40 m.

Para esto fue necesaria la utilización de una grúa Potain MD-1400 de 40000 kg de carga máxima, 50 m de pluma y 28000 kg de carga en punta. La torre de la grúa solamente se arriostra a la estructura metálica de las plantas técnicas disponiendo de más de 90m de altura libre en voladizo por encima del último nivel de arriostramiento.

Entre las tres grúas se cubre la totalidad del área de trabajo en altura. Para los trabajos de sótanos se utilizaron hasta 4 grúas torre adicionales.

Fig. 4 – Planta de situación de grúas

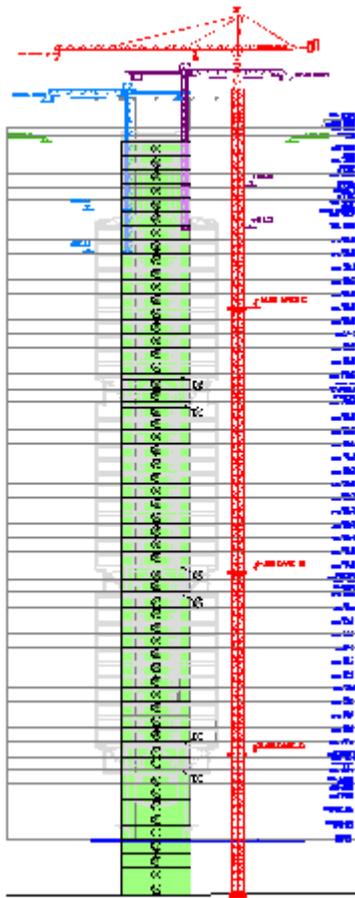


Fig. 5 – Esquema de arriostamiento y vista general de grúas

La secuencia de trepas de las tres grúas que interfieren entre sí fue estudiada al detalle para conseguir que ningún tajo de la obra pudiera quedar parado por incompatibilidad con el sistema propuesto.

Otros elementos singulares dentro de los medios auxiliares de obra son los andamios eléctricos de fachada y el sistema de bombeo de hormigón.

El hecho de tener que forrar la superficie exterior de los núcleos con el revestimiento de acero inoxidable diseñado obliga a la instalación de plataformas eléctricas de cremallera que recorran la superficie total de núcleo en sus 250 m de altura. Estas plataformas se dividen horizontalmente en 5 secciones para mayor flexibilidad de trabajo.



Fig. 6 – Plataformas eléctricas de fachada



Fig. 7 – Distribuidor de hormigón

La necesidad de elevación de hormigón hasta sus puntos de vertido implicó la disposición de un sistema de bombeo mediante una bomba estática en planta baja sin rebombeo y sistemas de tuberías hasta dos distribuidores hidráulicos situados en los propios encofrados de núcleo, que además permitían las derivaciones correspondientes para el hormigonado de los forjados de plantas.

Con este sistema se ha conseguido bombear hormigón de densidad normal hasta 250 m de altura y hormigón de árido ligero hasta más de 200 m.

4. Ejecución Obra

Como ya se ha dicho anteriormente, a continuación pasamos a describir la ejecución de los elementos más significativos de la estructura.

4.1. Losa de cimentación

Ejecutado el vaciado del recinto de la parcela hasta la cota de cimentación, 25 m por debajo del nivel de calle, se inició la ejecución de la losa de cimentación.

Esta losa, de 43.80x72 m en planta y 5 m de canto, fuertemente armada, se ejecutó en dos tongadas de 2.50 m de altura y con 17 y 18 bloques cada una de forma que se limitó el tamaño de bloque por debajo de los 600 m³ a hormigonar en 1 día.

Los cerca de 3000000 kg de armadura están dispuestos en hasta 13 capas de barras Ø 32 a 0.15 m para la armadura inferior y otras 8 capas similares para la superior.

Las armaduras verticales de cortante (\approx 25000 barras Ø 25) necesitaron la disposición de terminales mecánicos de anclaje dada la imposibilidad de introducir barras con patilla en el entramado de la armadura inferior.

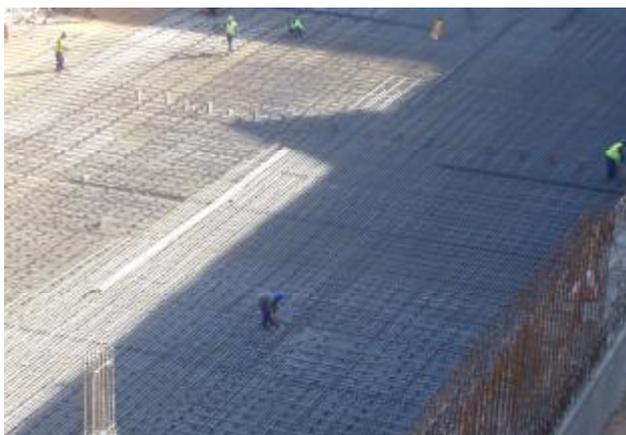


Fig. 8- Parrilla inferior de armadura

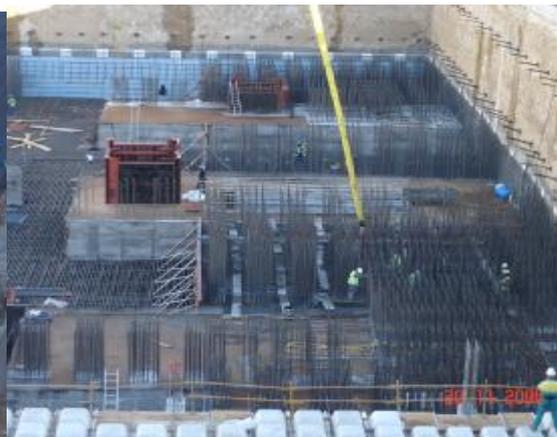


Fig. 9 - Fases de hormigonados de losa

Para evitar movimientos indeseables durante el hormigonado de la losa, las armaduras de espera de núcleos se dispusieron ancladas a una estructura metálica que, a modo de plantilla, asegurara el correcto posicionamiento de las barras al final del hormigonado.



Fig. 10 – Terminal mecánico de anclaje en barra de cortante

Fig. 11 – Plantilla para armaduras de espera de núcleo

El hormigonado de los dados se realizó al tresbolillo de forma que se consiguiera contrarrestar al máximo el efecto de la retracción entre dos bloques consecutivos. En cualquier caso se dejaron previstos tubos para la posterior inyección de las juntas de hormigonado entre bloques.

4.2. Núcleos

En la ejecución de los núcleos se deben distinguir claramente dos tramos de ejecución.

De losa de cimentación hasta planta baja los núcleos se ejecutaron mediante técnicas convencionales (consolas de trepa en huecos y paneles en caras exteriores) intercalando ejecución de muros de núcleo y de forjados.

A partir del nivel de planta baja, y dado que los núcleos se construyen exentos, es imperativa la utilización de sistemas de trepa en todo el perímetro de los mismos.

Dado que el perímetro de muro a ejecutar es significativamente alto por la configuración tricelular en planta de cada núcleo, se plantea la necesidad de no sobrecargar de trabajo la grúa con la elevación de los módulos de trepa por lo que se opta por la utilización de un sistema de autotrepa.

Este sistema es, conceptualmente, idéntico a la trepa convencional con la única diferencia de que dispone de un sistema hidráulico que le permite, mediante un sistema de gatos y carriles fijados a soportes en el propio muro, efectuar por sí mismo los movimientos de trepado sin ocupar recurso de grúa.

En el caso particular de esta obra, el sistema de encofrados se distribuye entre 5 secciones independientes por núcleo. Junto con todos los encofrados y plataformas de trabajo el sistema es capaz de elevar el brazo distribuidor del sistema de bombeo de hormigón.



Fig. 12 – Estructura del encofrado autotrepante

El encofrado permite la ejecución de trepas tipo de 4.70 m de altura aunque permite la variación de ésta según las distintas alturas de planta en las zonas técnicas hasta un máximo de 5 m.

Embebidos en el interior de los núcleos se disponen unos potentes pilares metálicos que reciben las cargas localizadas de la estructura metálica para transmitirla al hormigón.

Las losas interiores de los núcleos se van ejecutando posteriormente, haciendo la conexión de armaduras mediante manguitos roscados.

La sección de núcleo permanece casi constante (salvo variaciones de los espesores de los muros por el interior) en toda la altura hasta que se alcanza el nivel de cubierta de oficinas, en el que aparecen unas formas curvas en el exterior. Estas formas al alcanzar el arco se vuelven a transformar para producir el apoyo de la estructura del mismo como se puede apreciar en la isométrica de los encofrados de las últimas trepas.

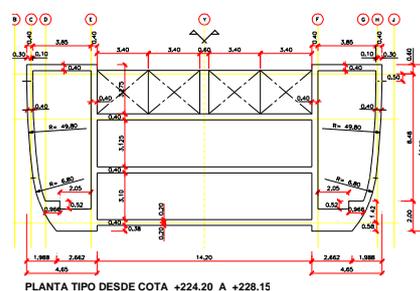
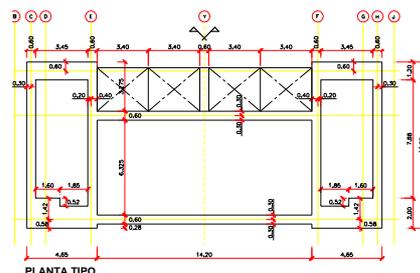


Fig. 13 – Geometría de la coronación de núcleos

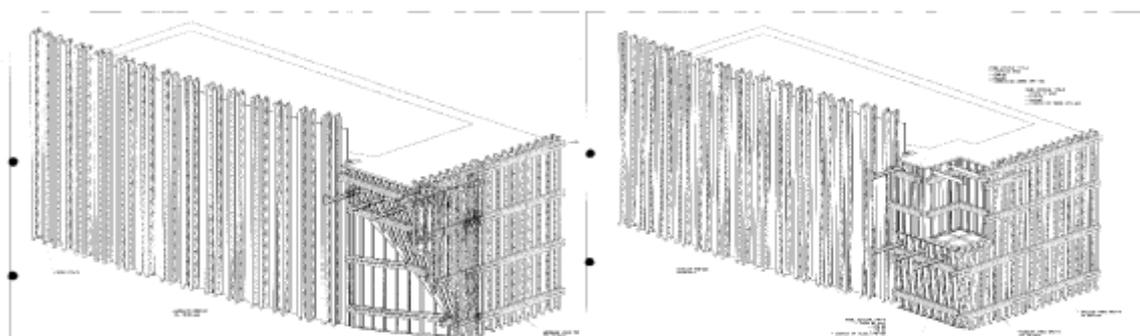


Fig. 14 – Encofrado de coronación del núcleo con ménsulas para apoyo del arco

Mención aparte merece la ejecución de las losas que, por coincidir con la conexión de los cordones inferiores y superiores de las cerchas de plantas técnicas, se convierten en diafragmas de 1.90 m de canto fuertemente armados y postesados.

Dado que el anclaje de los cables de postesado se produce en las caras exteriores de los muros y la importante cuantía de la armadura pasiva que los conecta, es imposible aplicar en estas losas el sistema con el que se ejecuta el resto, esto es, trepar primero los muros y posteriormente ejecutar las losas conectando la armadura con manguitos.

Se impone ejecutar de forma monolítica losas y muros en una trepa especial de 1.90 m pero que aplica a toda la superficie del núcleo (excepto los propios huecos de ascensores y escaleras).

Para ello había que realizar la siguiente secuencia de trabajos.

- i. Finalizada la trepa de muros anterior a la losa de 1.90 se desmontan la totalidad de plataformas interiores del sistema de encofrados.
- ii. En el hueco se dispone un sistema de apoyos para unas vigas metálicas que sirvan de soporte al encofrado horizontal de la losa.
- iii. Sobre estas vigas se monta un cimbra baja que permita luego hacer los trabajos de desapeo y desencofrado de la losa.
- iv. Sobre esta cimbra se monta ya el encofrado en sí y se inician los trabajos de ferrallado de las más de 65000 kg de acero y montaje de vainas para los 44 tendones de entre 19 y 37 cables de 0,6" y las 16 barras postesadas de \varnothing 75 mm de cada losa.



Fig. 15 – Estructura soporte del encofrado de losa de 1,90



Fig. 16 – Cimbra de apoyo del encofrado

Fig. 17 – Armadura y vainas de postesado en losa de 1,90

Una vez hormigonada la losa y realizado el trepado de los encofrados de núcleos, se debe volver a montar todo el sistema de plataformas interiores de la autotrepa.

Ya desencofrada la losa se produce el enfilado y tesado de los distintos cables desde las propias plataformas de la autotrepa.

Esta secuencia se produce seis veces en cada núcleo.



Fig. 18 – Losa desencofrada. Vista antes y después del tesado de cables

4.3. Estructura metálica

Dentro del epígrafe “Estructura Metálica” de esta torre se engloban diversos trabajos, como los pilares embebidos de los que ya se ha hablado al describir la ejecución de los núcleos, las cerchas de las plantas técnicas, las vigería de plantas tipo, estructuras especiales para ascensores, auditorio, etc., cada uno con sus particularidades, pero todos con el factor común de la singularidad que el diseño y el cálculo imprimen a todo el proyecto.

Todos los planos correspondientes a la ingeniería de taller de la estructura fabricada está basada en minuciosos modelos 3D de la estructura que desarrollan hasta el último detalle el proyecto facilitado por las ingenierías estructurales.

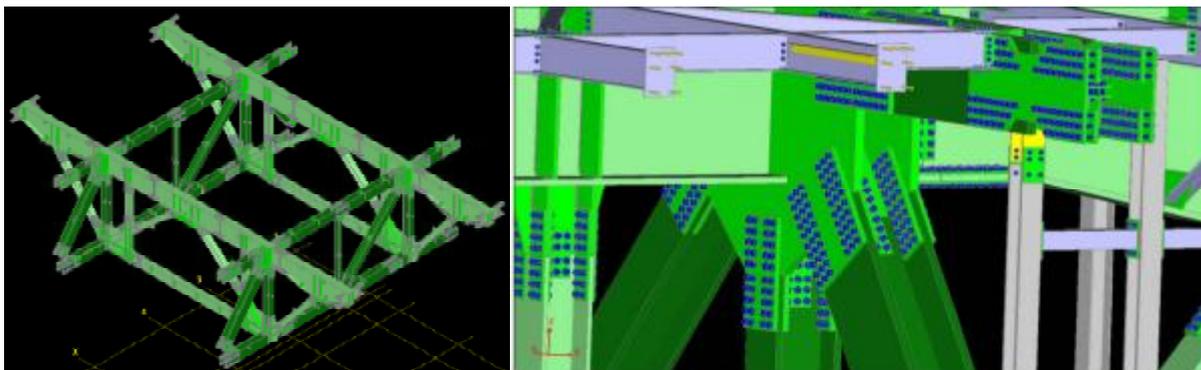


Fig. 19 Vistas del modelado 3D de la estructura para el proyecto de taller

El peso aproximado de la estructura metálica es de 11000 t, y aunque se ha tratado de una estructura preferentemente atornillada tanto en cerchas principales de las plantas técnicas, jácnas del arco y plantas de oficinas, se han ejecutado uniones soldadas: “SMAW” en conexiones de las vigas de las plantas tipo a los núcleos de hormigón mediante placas embebidas y estructura de ascensores y “FCAW” y “GMAW” en uniones de pilares de fachada de las plantas de oficinas y pilares embebidos en los muros de los núcleos sobre los cuales apoyan las cerchas principales que constituyen el apoyo de la estructura secundaria conformada por la planta de oficinas.

Tanto los pilares embebidos como las cerchas de las plantas técnicas están fabricadas con perfiles armados en chapa S460NL de espesores de hasta 100 mm constituyendo piezas suministradas desde los talleres de hasta 36.000 kg, que condicionaron la instalación de grúas torre de elevada capacidad de elevación y altura para su descarga en obra, izado y montaje.



Fig. 20 – Pilar embebido y cerchas principales

Para las uniones atornilladas se ha empleado tornillería ASTM490 de $\frac{3}{4}$ " y 1" de diámetro, con un total de 24000 y 105000 uds respectivamente, empleada en Plantas Técnicas, Plantas Tipo de Oficinas, Plantas Técnicas del Arco Superior y Auditorio; y de 1 $\frac{1}{2}$ " de diámetro y de hasta 11 $\frac{3}{4}$ " de longitud y 3.55 kg/ud 42000 uds, empleada en Cerchas de Plantas Técnicas Principales y Jácenas – Vigas "pared" de 4700 mm de canto para el arco superior. Para el control del pretensado de las uniones "Slip Critical" se han empleado arandelas DTI "Indicadores Directos de Tensión" permitiendo a su vez un autocontrol del operario del apriete y agilidad a la hora llevar a cabo el Control de Calidad.

En total se ha empleado aproximadamente 250 t de tornillería, lo que supone un ratio de 22.72 kg de tornillería por tonelada de estructura. Dado que las operaciones de atornillado y apriete de la tornillería de las uniones de la estructura suponían una carga de trabajo y punto crítico en la consecución de los hitos parciales y de los plazos generales de ejecución, se elaboro un estudio minucioso de los rendimientos de apriete obteniendo como mejores resultados medios para el apriete de 7 uds/h operario para la tornillería de 1 $\frac{1}{2}$ " de diámetro y de 14 uds/ h operario para la tornillería de $\frac{3}{4}$ " y 1" de diámetro. Para el apriete se han empleado llaves neumáticas de impacto de 16 kg de peso y llaves hidráulicas de control de par.



Fig. 21 – Apriete de uniones atornilladas

Otro de los aspectos importantes y complejos en una construcción metálica como esta, y puesto que no se disponía de espacio suficiente para el acopio de estructura a pie de torre, era la logística y transporte a obra de las piezas desde los Talleres en Arteixo (La Coruña) con una secuencia aproximada de entrega de material de 5 envíos por semana durante toda la obra, de forma que permitiera disponer de material para montar una planta de estructura metálica por semana.

Las 3 cerchas metálicas de las plantas técnicas PT1 en cota + 39, PT2 en cota + 102, y PT3 en cota 168, sobre las que descansan los tres bloques de plantas de oficinas, pesan aproximadamente 780 t/cercha fabricadas en acero S460NL. Para el montaje del conjunto de cerchas de PT1 y siguiendo una secuencia de montaje por piezas con 15 fases de ejecución, se dispuso de un conjunto de 4 torres de apeo de 24 m de altura apoyadas en planta baja y llevando las cargas a la losa de cimentación de la torre bajo las 5 plantas de sótanos mediante puntales metálicos, en cambio para el montaje de las cerchas de las plantas técnicas PT2 y PT3 se apearon las cerchas sobre los cuatro pilares centrales del bloque de oficinas anterior. Para el acceso de los operarios en las operaciones de montaje y apriete de la tornillería se emplearon plataformas de 42 m de altura de trabajo para las cerchas PT1 emplazadas en planta baja y plataformas de 18 m de altura de trabajo para las cerchas PT2 y PT3 apoyadas sobre la última planta de oficinas de bloque anterior.



Fig. 22 – Apeos de cerchas en planta PT1 (izda.) y en PT 2 y PT3 (dcha.)

Para asegurar que el montaje de las grandes piezas de las cerchas que unen los núcleos pudiera presentar problemas por desalineación de los puntos de amarre de estas con los pilares embebidos en el núcleo (que por secuencia de ejecución estaban necesariamente hormigonados bastante tiempo antes del inicio del montaje de las cerchas) se utilizó una estructura, el “escantillón”, que a modo de plantilla de 30x25 m y 40.000 kg de peso, aseguraba antes del hormigonado del tramo de núcleo correspondiente la separación y orientación de las orejetas de los pilares embebidos en las que posteriormente se fijarían las piezas de la propia cercha.



Fig. 23 – Escantillón para replanteo de pilares embebidos

Fig. 24 – Batea de acopio intermedio en montaje de estructura de plantas

Las 34 plantas de oficinas, 11 en el primer y tercer bloque, y 12 en el segundo bloque pesan aproximadamente 140 t/planta entre estructura de planta y pilares, a su vez las plantas del paquete técnico que conforman cada una de las cerchas principales pesan 260 t. Para conseguir montar una planta por semana en las plantas de

oficinas se disponía de bateas de material con 15 m de longitud y 25 t de capacidad que apoyadas en la planta anterior a la que se estaba montando permitiendo disponer del material necesario para una planta justo debajo de la planta que se estaba montando reduciendo considerablemente los tiempos de eslingado e izado de cada una de las piezas desde la zona de acopio principal en planta baja.

Por último, y para culminar el montaje de la estructura metálica se realizó el montaje sobre la cubierta de oficinas de la estructura metálica del "Arco" que posteriormente se izaría a su posición definitiva a 250 m de altura. El conjunto de la estructura, que comprende las tres últimas plantas técnicas del edificio junto con las Jácenas ó vigas "pared" que conectan longitudinalmente ambos núcleos de hormigón, ocupa una superficie de 750 m², tiene una altura de 9 m, y pesaba 420 t. Una de las operaciones más delicadas en este proceso tuvo lugar cuando se realizó en prearmado de las dos jácenas de 30 m de longitud y vigas armadas de 4,70 m de canto despiezada en tres piezas de 20 t cada jácena y que por las velocidades de viento a 200 m de altura obligaba a disponer de numerosos arriostros y elementos estabilizadores para su correcto ensamblaje.



Fig. 25 – Fases de montaje de las jácenas y la estructura del arco

4.4. Forjados

Finalizado el montaje de la estructura metálica de las plantas se procede a la ejecución de los forjados de chapa colaborante.

Sobre la vigería de planta, y con los medios de seguridad correspondientes, se procede al extendido y fijación de la chapa.

Sobre ella se disponen los conectores de cortante, los anclajes de fachada, armaduras y otros elementos embebidos antes de proceder al hormigonado de la losa con hormigón ligero.



Fig. 26 – Fases de ejecución de los forjados colaborantes

4.5. Izado Arco

La ejecución del remate de la estructura de la torre que conforma el arco que aloja las plantas técnicas superiores presentaba una especial complejidad fundamentalmente por el propio concepto del diseño que implica la construcción de un “puente” de 3 niveles, 25m de ancho y 30m de luz, suspendido a casi 250m de altura.

Desechada la opción de efectuar el montaje directamente en su posición por la dificultad de disponer apeos y plataformas de trabajo adecuadas a esa altura, se decidió un procedimiento que, partiendo del montaje de la estructura apoyada sobre la cubierta de la última planta del tercer bloque de oficinas, y mediante la utilización de técnicas de “Heavy Lifting”, permitiera el izado de esa estructura de 420 t de peso hasta su máxima altura casi 35m por encima del nivel de la planta que servía de soporte al montaje, nivel en el que ya se realizaría el apoyo definitivo de la estructura, completando las zonas de conexión con los núcleos antes del hormigonado de las plantas.

El montaje, como se ha descrito en el capítulo dedicado a la estructura metálica, se realizó sobre una serie de apoyos provisionales con altura suficiente para permitir que la totalidad de la estructura metálica de la zona central del arco, incluyendo la perfiles curvada de soporte del forro definitivo del arco, fuera ya izada hasta su posición definitiva.



Fig. 27 – Vistas del arco previo a su izado

El izado se realiza mediante 4 gatos hidráulicos dispuestos sobre plataformas voladas en la coronación del núcleo. Estos gatos, accionados cada uno por su propia central hidráulica, están controlados de forma centralizada por un sistema informático que regula la velocidad ascensional de los 4 impidiendo que pudieran producirse desajustes en la nivelación de la estructura durante el izado ni sobrecargas de unos gatos frente a otros.

Para evitar desplazamientos laterales durante el izado, la estructura iba guiada por un sistema de rodamientos contra unos carriles situados en el núcleo.



Fig. 28 – Plataforma de gatos en coronación de núcleo

Fig. 29 – Control informatizado del sistema hidráulico

El proceso de izado se realizó en dos etapas. En un primer tirón de unos centímetros se produjo el despegue de la estructura de los apeos provisionales de forma que permitiera su desmontaje y se pudiera completar el montaje de algunas piezas de la perfilería del forro inferior, impedido hasta ese momento por la presencia del apeo provisional.

Finalizado ese montaje se procedió ya al izado en sí de la estructura del arco. Durante toda la operación se mantuvo un control sistemático, no sólo del sistema hidráulico, sino una permanente supervisión topográfica de la posición de la estructura. También se mantuvo una supervisión visual constante del sistema de guiado y de los cables.



Fig. 30 – Equipos de control de la operación

Esta segunda fase de izado en sí permitió, en aproximadamente 2 horas, subir los cerca de 20 m necesarios para llevar la estructura a su posición definitiva. Una vez alcanzada esta posición se procedió a realizar las uniones de la estructura metálica que permitían hacer el apoyo definitivo de la estructura izada sobre el núcleo de hormigón y, por tanto, hacer la descarga de los gatos.



Fig. 31 – Fases de izado



Fig. 32 – Vistas del arco ya izado a su posición definitiva

Con esta maniobra se completó el esquema estructural de la torre, quedando ya los forjados de las plantas técnicas superiores prácticamente listos para su hormigonado. Asimismo, en esa operación se le proporcionó definitivamente a la torre su perfil característico diseñado por Foster & Partners para dominar el horizonte de Madrid.