

# **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<sup>(1)</sup>, Arántzazu Alarcón<sup>(2)</sup>

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.

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

<sup>(2)</sup> Dra. Ingeniera de Caminos. Halvorson and Partners. Chicago (EEUU).

Persona de contacto / Corresponding author: [aaalarcon@halvorsonandpartners.com](mailto: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 1<sup>st</sup> and 2<sup>nd</sup> 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

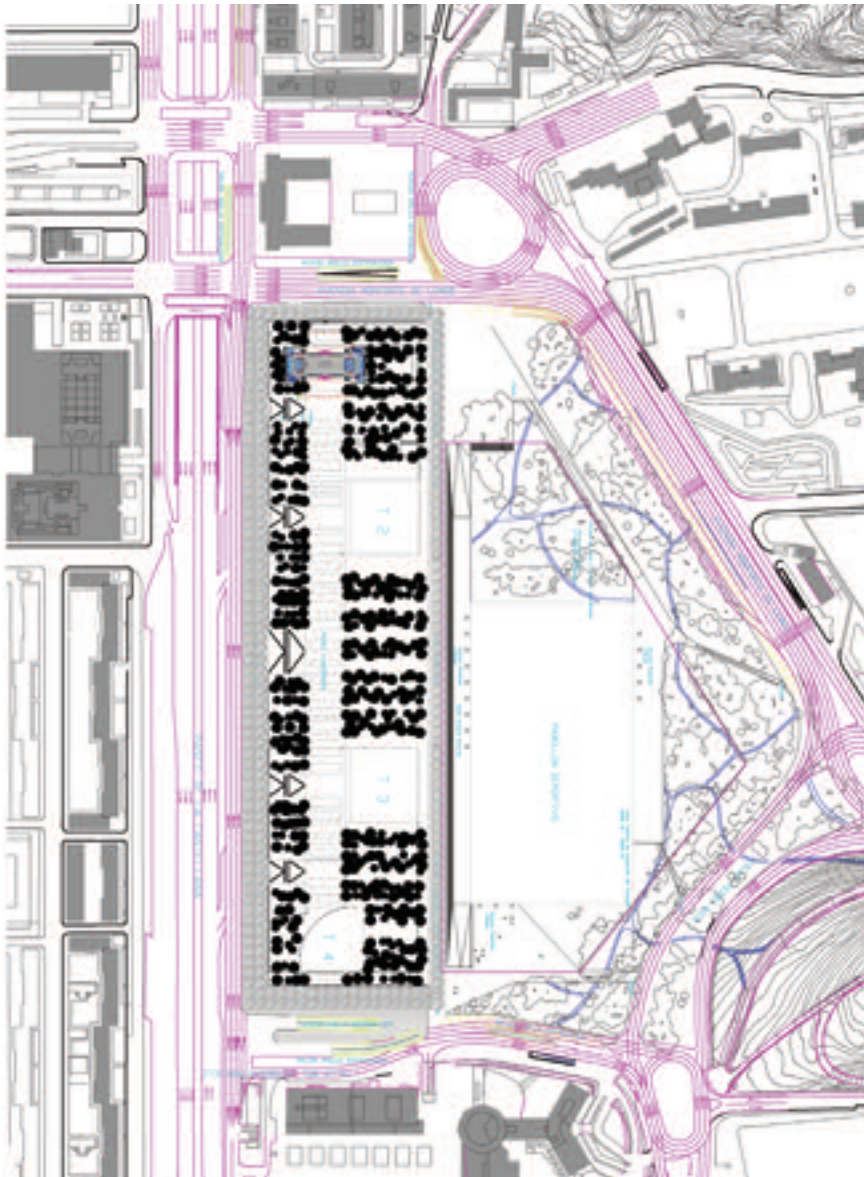


Figura 3. Planta de la CTBA (Cuatro Torres Business Area).  
Figure 3. Site Plan of CTBA (Cuatro Torres Business Area).

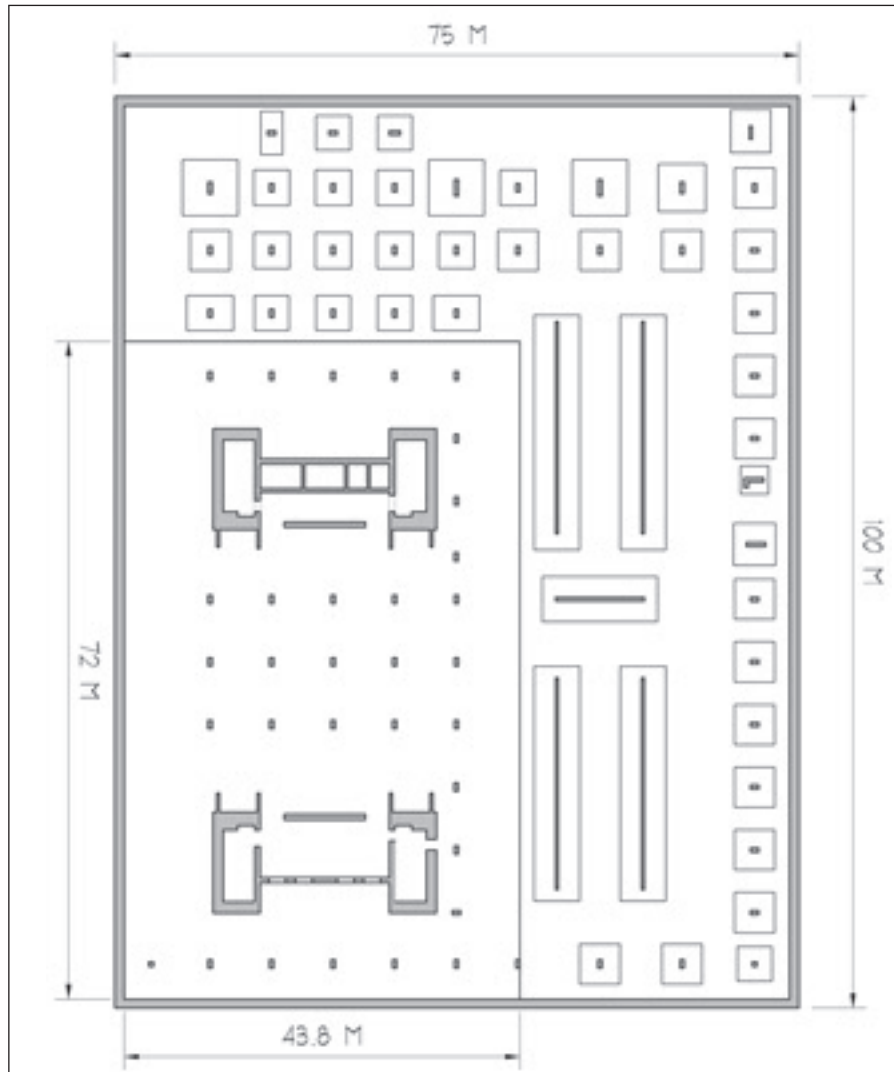


Figura 4. Planta de cimentación.  
Figure 4. Foundation plan.

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  $760 \times 10^3$  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 10<sup>3</sup> 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

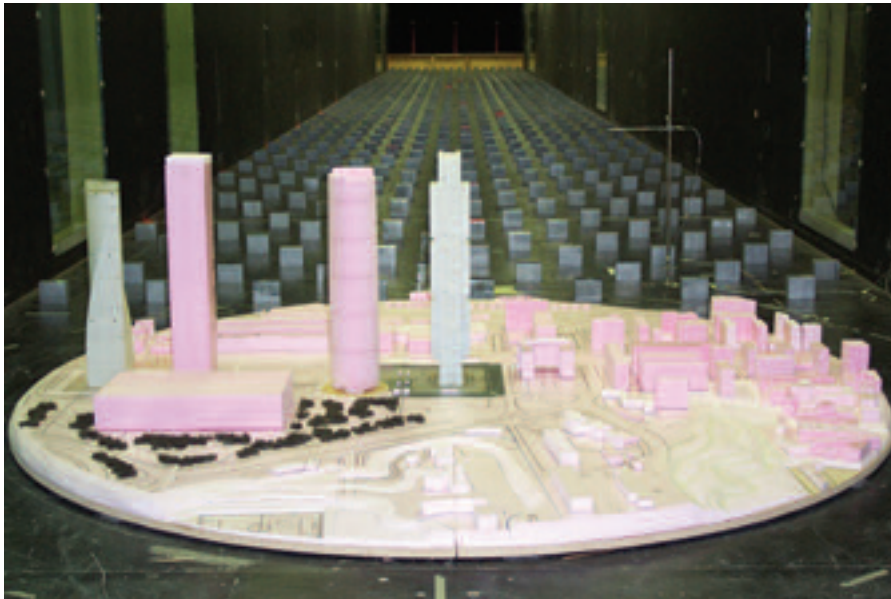


Figura 5. Modelo para el ensayo en túnel de viento.  
Figure 5. Wind tunnel proximity model

culatión 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*

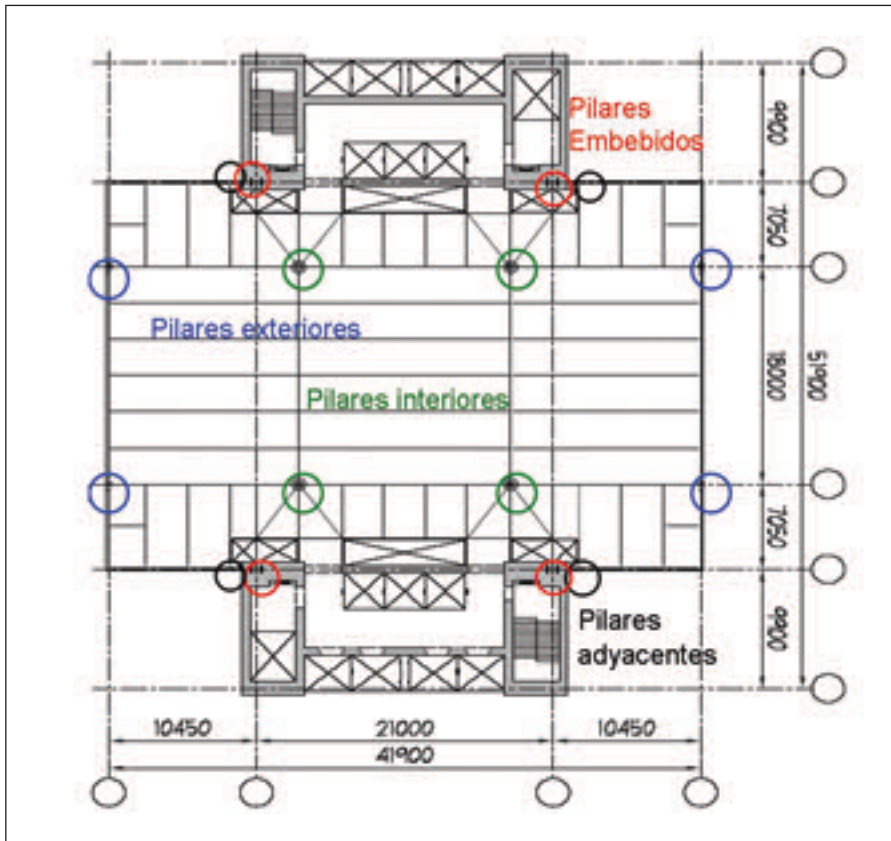


Figura 8. Planta típica de forjado con indicación de la situación de pilares.  
Figure 8. Typical floor plan with columns noted.

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

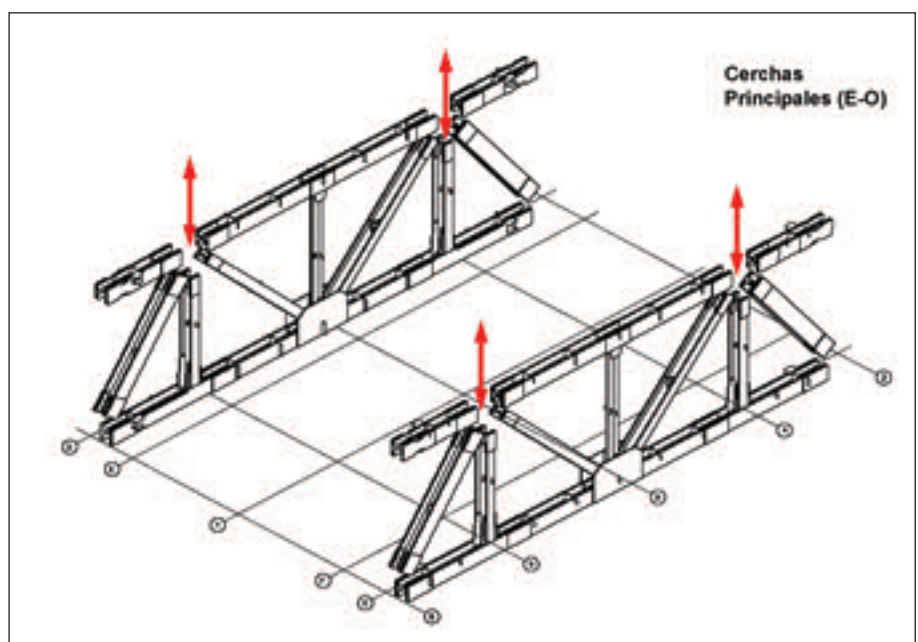


Figura 9. Cercha Este-Oeste. Las flechas rojas indican la situación de las cerchas Norte-Sur.  
Figure 9. Truss East-West. Red arrows denote location of North-South trusses.



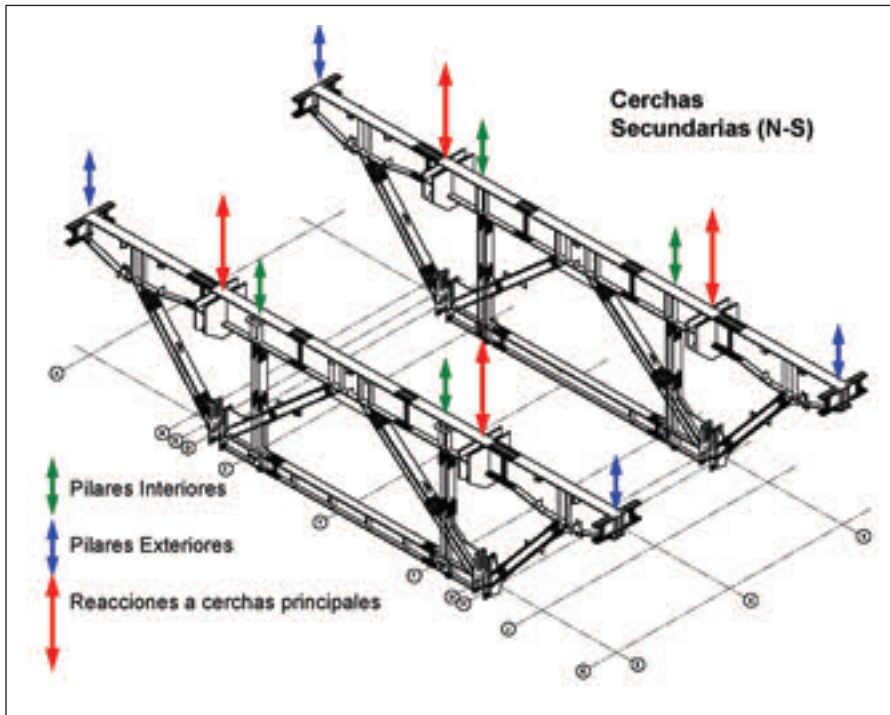


Figura 10. Cerchas Norte-Sur.  
 Figure 10. Truss North-South.

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).

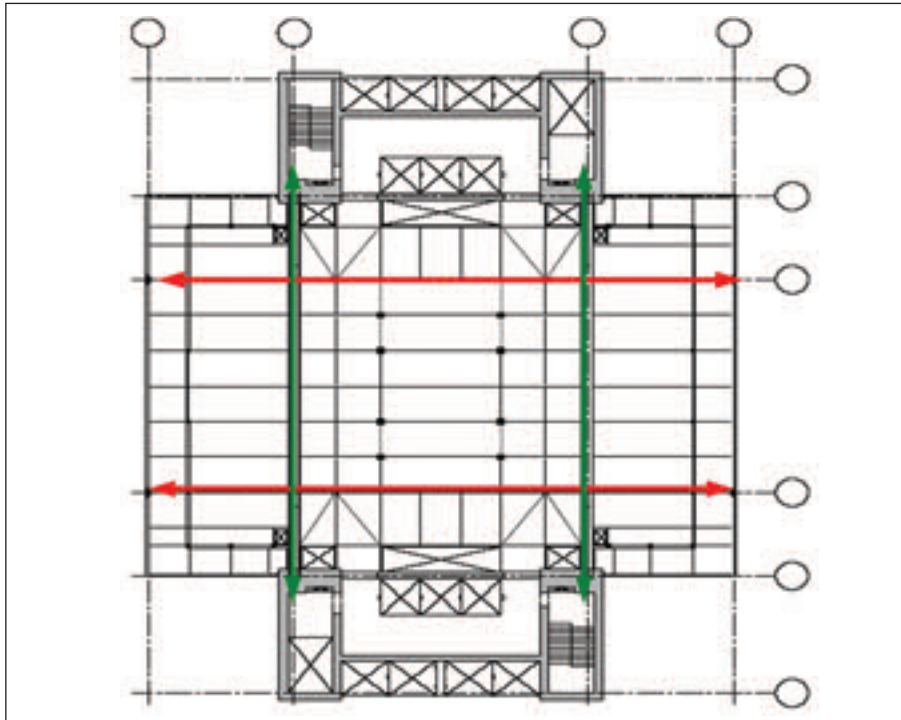


Figura 12. Las flechas verdes indican la posición de las cerchas principales y las flechas rojas la de las secundarias.  
Figure 12. Green arrows denote location of primary trusses. Red arrows denote secondary trusses

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

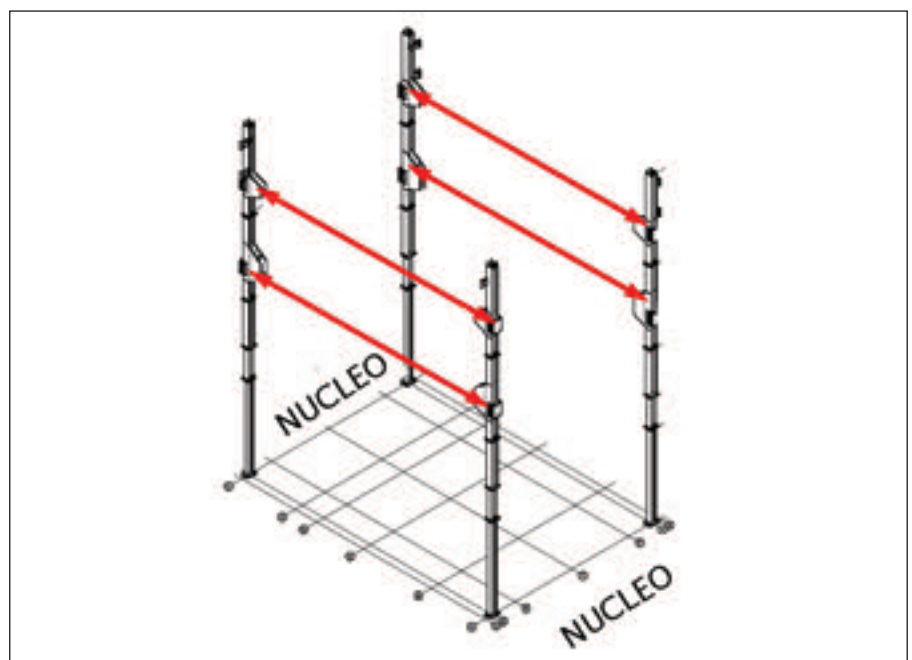


Figura 13. Columnas embebidas con cartelas de montaje a las que se conectan las cerchas principales  
Figure 13. Embedded columns with gusset plates to receive primary trusses.



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

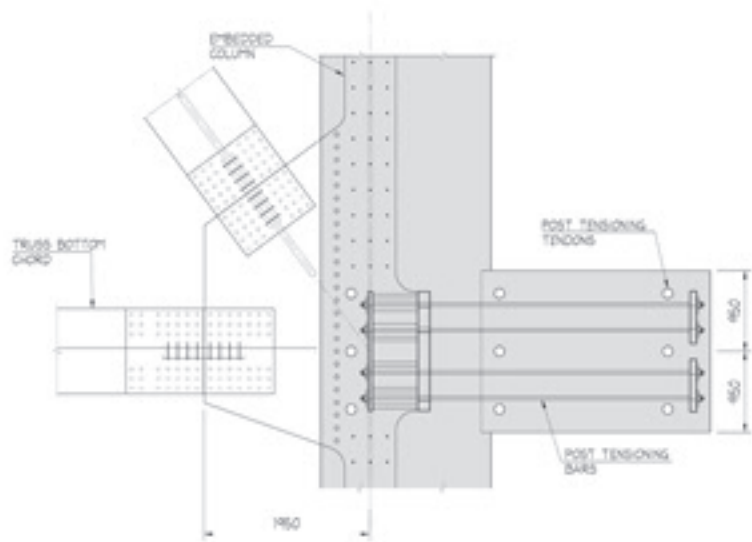


Figura 14b. Detalle de la conexión del cordón inferior.  
 Figure 14b. Bottom chord connection detail.

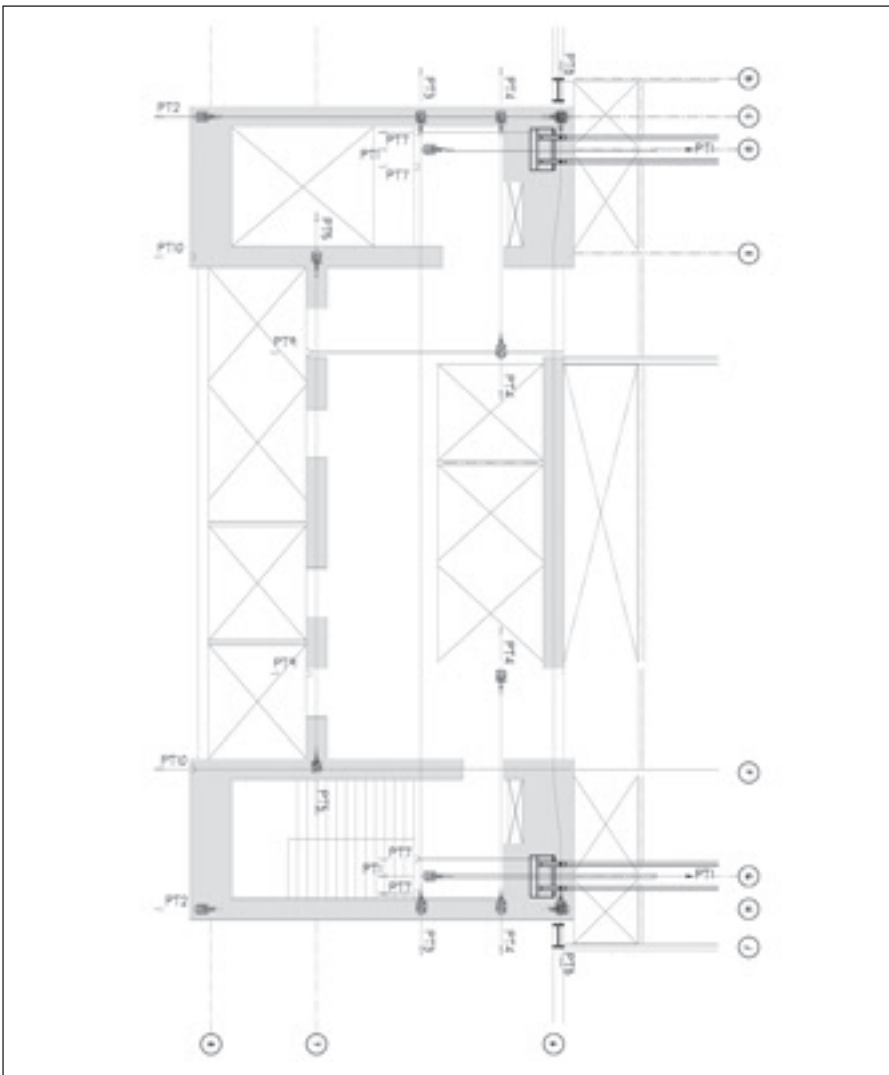


Figura 15. Planta del postesado de la placa-diafragma del núcleo al nivel de los cordones.  
 Figure 15. Plan of Post-Tensioning in core slab at truss chord levels.

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;

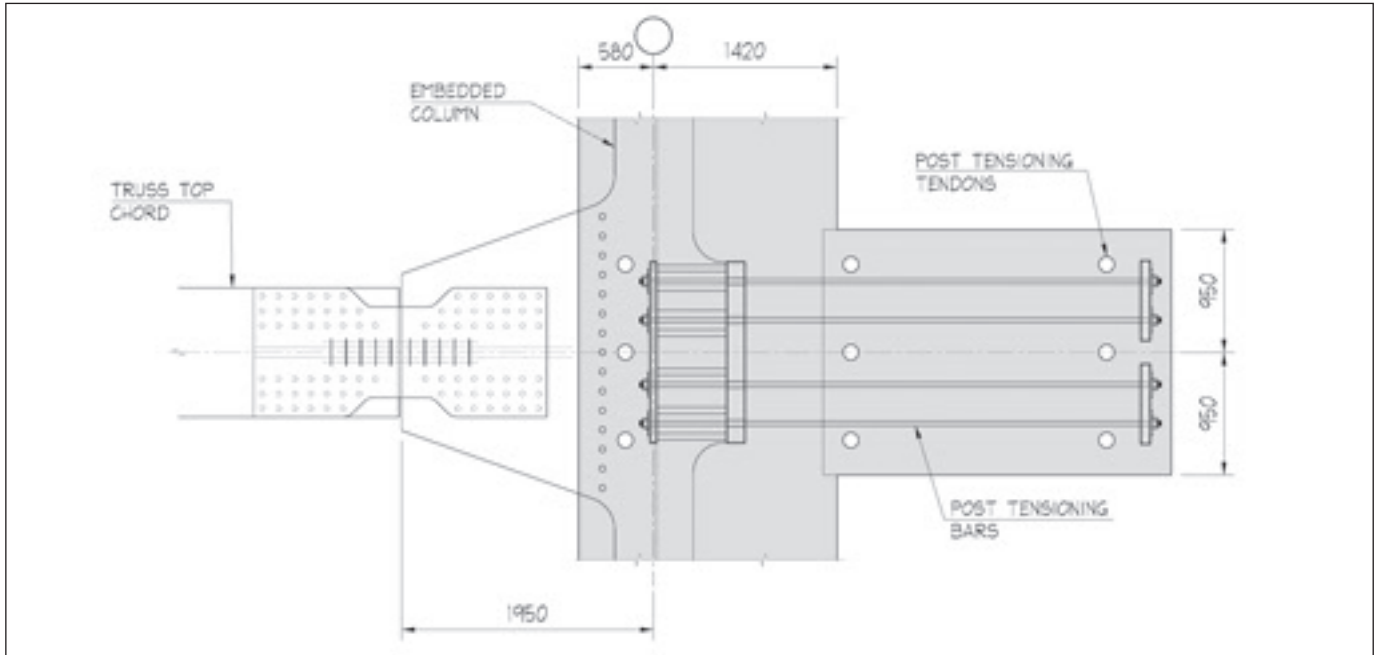


Figura 16. Conexión del cordón superior de la cercha.  
Figure 16. Truss top chord connection.

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

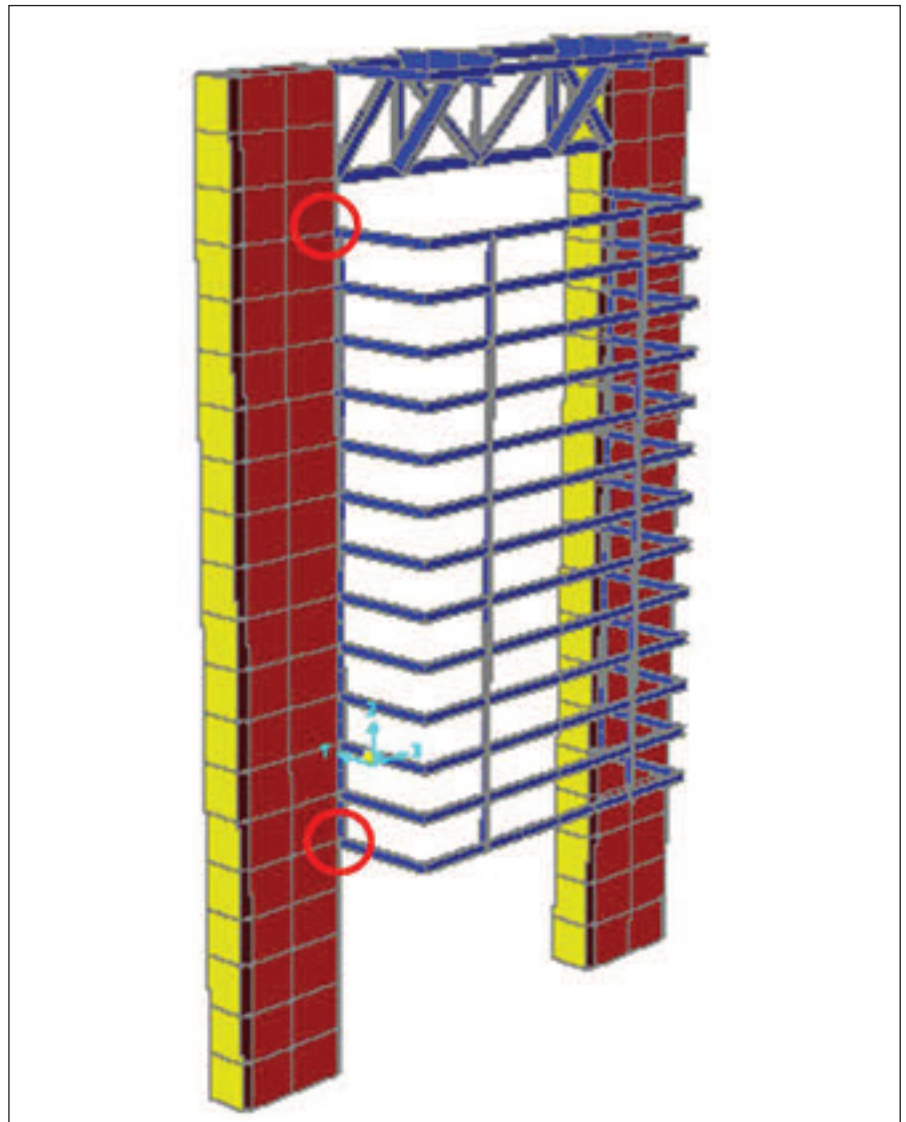


Figura 17. Modelo del programa SAP de las columnas adyacentes al núcleo.  
Figure 17. Sap model of columns adjacent to cores.

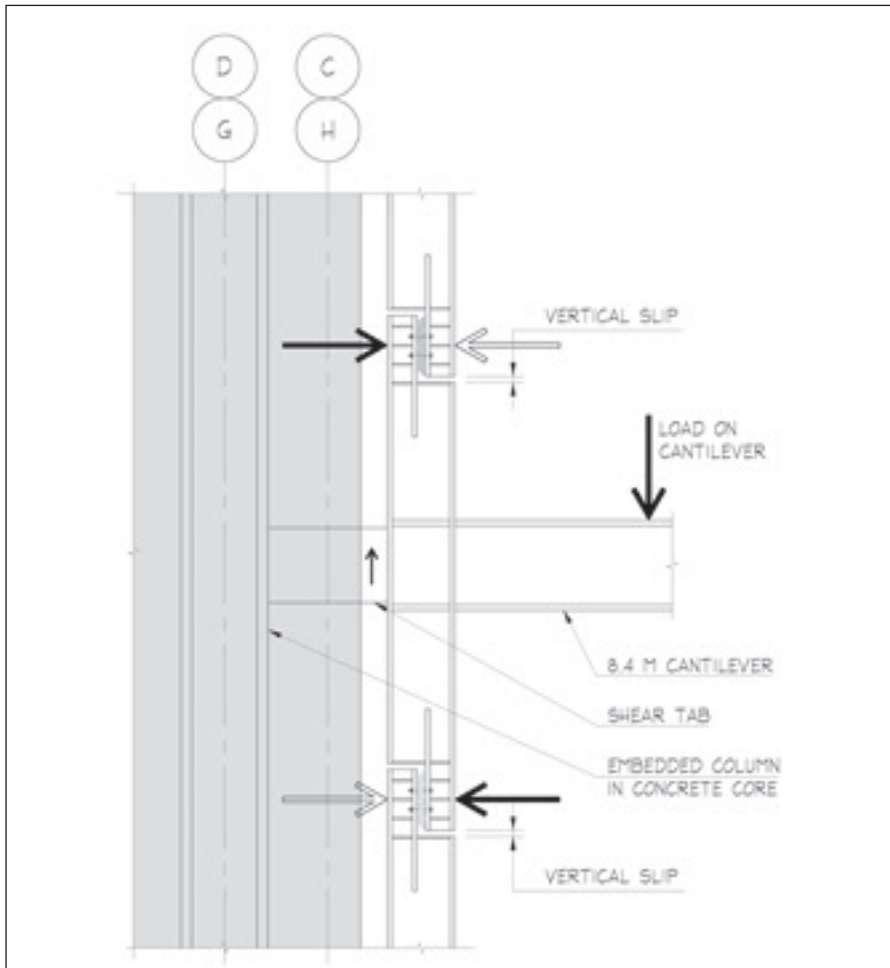


Figura 18. Las cargas gravitatorias del entramado de forjado en voladizo son soportadas mediante una unión a los muros del núcleo simplemente resistente a cortante. La coacción al momento flector la proporcionan el pilar de acero adyacente al muro del núcleo.

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.

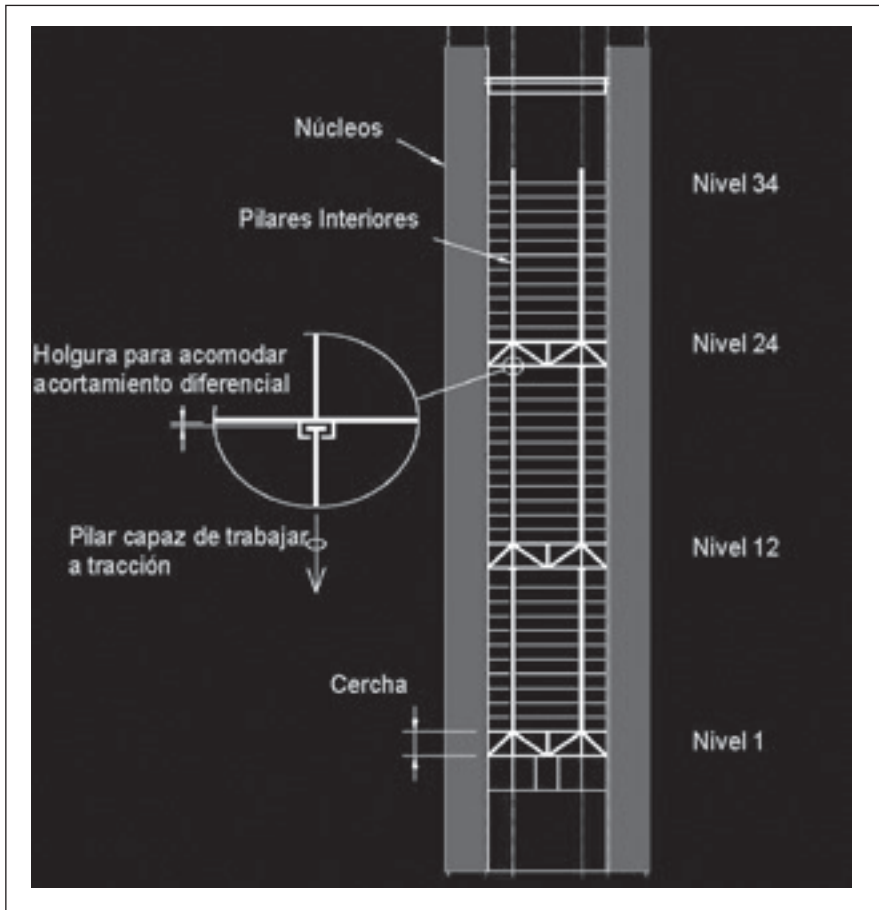


Figura 20. Solidez (¿rigidez?) de las cerchas principales.  
Figure 20. Robustness of primary trusses.

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.

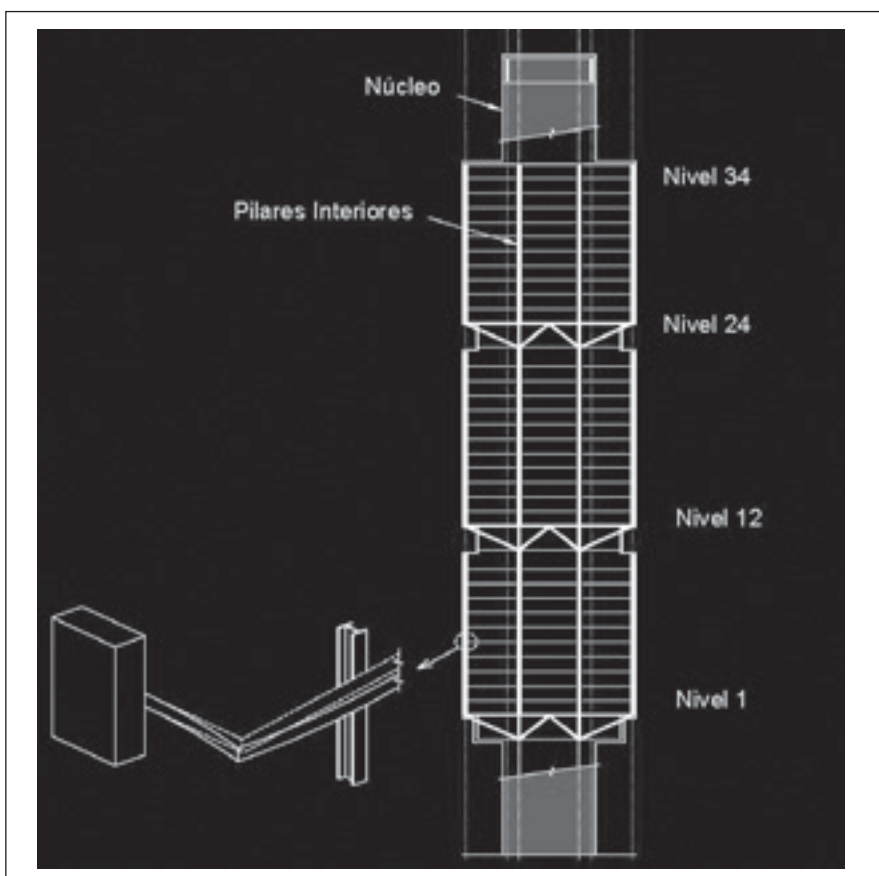


Figura 21. Solidez (¿rigidez?) de las cerchas secundarias y el entramado Vierendeel.  
Figure 21. Robustness of secondary trusses and Vierendeel frame.

## 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/m<sup>3</sup>). 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/m<sup>3</sup>) 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.

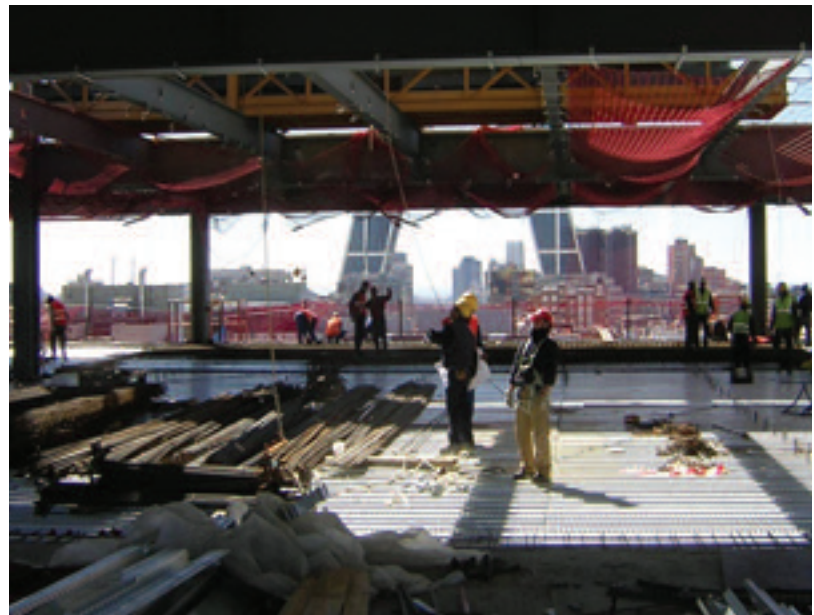


Figura 24. Grandes vistas abiertas desde el interior de una planta de oficinas típica.  
Figure 24. Large open views from within typical office floor.

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 Arquing, 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 5<sup>th</sup> 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 Arquing, 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 5<sup>th</sup> 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 <sup>2</sup> (EQUIVALENT: ASTM A500, GRADE B, $F_y = 46$ ksi)
TUBOS HUECOS REDONDOS ROUND TUBES	ASTM A500, GRADE C, LÍMITE ELÁTICO = 3234 kg/cm <sup>2</sup> (EQUIVALENT: ASTM A500, GRADE C, $F_y = 46$ ksi)
TUBERÍAS REDONDAS ROUND PIPES	ASTM A53, TIPO S, GRADE B, LÍM. ELASTICO = 2530 kg/cm <sup>2</sup> 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 <sup>2</sup> (EQUIVALENT: $F_y = 45500$ psi)
PERNOS CONDUCTORES HEADED SHEAR STUDS	EQUIVALENTE ASTM A108 $\phi$ 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