

**Premio de la tercera convocatoria**

# EL PROYECTO EJECUTIVO Y LA CONSTRUCCION DE LA TORRE DE COLLSEROLA

Julio Martínez Calzón<sup>1</sup> y Manuel Julia Vilardell<sup>2</sup>.  
Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes

## 1. Antecedentes

La recuperación económica que se inició al final del primer tercio de la década de los ochenta, propició el incremento de la demanda de medios de transmisión audiovisual, lo que en Barcelona dio lugar a la solicitud de construcción de numerosos puntos de emisión en la parte alta de la sierra que la separa de la comarca del Vallés, zona de ubicación natural de tales medios y que ya está afectada por la presencia de un gran número de antenas.

La Corporación Metropolitana de Barcelona adoptó, con buen sentido, el criterio de autorizar solamente la construcción de una torre única, que permitiera albergar en ella todo el bosque actual de antenas que afean el paisaje, y las que en el futuro pudieran necesitarse, sobre todo después de la nominación de Barcelona como sede de los Juegos Olímpicos de 1992. El lugar que debería ocupar el edificio era una de las cumbres próxima al Tibidabo, en la sierra de Collserola, que da nombre a la torre.

En el año 1987 se fundó la sociedad «Torre Collserola, S. A.» por iniciativa conjunta de Telefónica, el Ayuntamiento y la Corporación Metropolitana. En noviembre del mismo año se convo-

**El edificio descrito por el proyecto base representa, en todos los sentidos, una innovación en el campo de las construcciones de altura, y ofrece una visión actualizada del empleo de las posibilidades tipológicas, y de materiales novedosos de la construcción actual.**

có un concurso internacional de ideas, que fue ganado por el arquitecto británico Norman Foster.

El contenido de este primer diseño fue desarrollado durante los meses siguientes por el propio Foster, que recabó la asistencia de la firma de ingeniería Ove Arup & Partners, para el análisis de los sistemas estructurales que componen el edificio.

El edificio descrito por el proyecto base representa en todos los sentidos, una innovación en el campo de las construcciones de altura, y ofrece una visión actualizada del empleo de las posibilidades tipológicas, y de materiales novedosos de la construcción actual. Se trata de un bello ejemplo de obra inteligente de uso público, que abre nuevas vías de solución a nuevos problemas de nuestro tiempo, con total alejamiento de formas convencionales repetidamente utilizadas para satisfacer las necesidades que este caso plantea.

El 7 de julio de 1989 se convocó el Concurso para la realización de la Torre, una de cuyas exigencias era la redacción del Proyecto de Construcción, reto tecnológico a las empresas constructoras, equiparable por su singularidad a la del concepto estructural concebido por Norman Foster, encuadrado en la línea de soluciones denominada «High Tech», es decir de alta tecnología estructural, aplicada con un sentido formalizador a los edificios, para alcanzar y expresar su auténtica esencia.

Cubiertas y MZOV resultó ganadora del concurso gracias a su Proyecto Ejecutivo que, sin variar el contenido de la solución base, la armoniza con

<sup>1</sup> (MC-2 Estudio Ingeniería). Prof. Titular Estructuras Metálicas en la E. T. S. de Ing. de Caminos Madrid.

<sup>2</sup> (Cubiertas y MZOV). Prof. Titular Cálculo de Estructuras en la E. T. S. de Ing. de Caminos Madrid.

La estructura resistente está formada por cinco subsistemas estructurales:

- Núcleo interior de hormigón.
- Estructura metálica mixta.
- Tirantes metálicos.
- Tirantes de fibra orgánica.
- Mástil metálico.

las exigencias ineludibles a su construcción, incorporando a ella nuevos conceptos y elementos estructurales para establecer una relación coherente entre el resultado final y los medios precisos para llegar a él, de tal modo que la creatividad de la solución arquitectónica tenga el contrapunto de un espectacular proceso constructivo.

Este Proyecto Ejecutivo incorpora, además de los cambios introducidos para la construcción, los análisis y comprobaciones necesarios para garantizar su seguridad, tanto en las etapas intermedias por las que debe atravesar la estructura por su carácter altamente evolutivo, como en la situación de servicio definitivo.

La realización del proyecto fue básicamente llevada a cabo por autores del proyecto; en la parte de hormigón y tirantes por Manuel Julia, y en la correspondiente a la estructura metálica, su elevación y telescopado por Julio Martínez Calzón.

## 2. Descripción de la estructura

Con una altura total de 288 m. la Torre emplea, por vez primera en la realización de este tipo de edificios, una tipología estructural en la que el sistema portante está arriostrado al terreno mediante cables, en la forma bien conocida empleada para las antenas de emisión (Figura n.º 1).

La estructura resistente del edificio está formada por cinco subsistemas estructurales, bien diferenciados:

1. Un núcleo interior al conjunto constituido por un fuste de hormigón de 205,5 m. de altura, de sección anular, con un diámetro del hueco interior constante, igual a 3,00 m. y con paredes de espesor, de 0,75 m. hasta los 162,5 m. de altura, donde se reduce a 0,50 m. en un tramo de 18 m. para finalmente alcanzar la coronación con un espesor de 0,30 m.

2. Una gran estructura metálica mixta, de planta anular en forma de triángulo equilátero de lados curvilíneos, situada a gran altura alrededor del fuste de hormigón, en donde se sitúan las unidades funcionales de la Torre.

3. Un conjunto de tres familias de tirantes metálicos pretensados, de gran potencia, que fijan al terreno el conjunto de los dos sistemas antedichos. Cada familia de tirantes se compone a su vez de un conjunto de tres elementos, dos en dirección hacia el exterior del edificio y uno hacia el interior. La fijación de los tirantes al terreno se realiza por anclaje a un macizo de hormigón semienterrado, en el caso de los exteriores, en tanto que los interiores son recibidos por la base de la propia torre.

4. Tres tirantes de fibra orgánica, Aramid, que enlazando la última planta del edificio metálico con la coronación del fuste de hormigón, le confieren la rigidez necesaria para limitar sus movimientos, y posibilitar de ese modo su función como base fija para el soporte del último subsistema.

5. Un mástil metálico de 82,5 m. de altura, que corona la torre por encima del fuste de hormigón. Formado en su parte inferior por una sección tubular de 2,70 m. de diámetro, en una longitud de 21 m. experimenta una reducción hasta 2,20, que se prolonga hasta las 38 m. de longitud. A partir de este punto continúa en celosía de sección cuadrada de 1,50 m. de lado, que finalmente se transforma en otra similar de 0,90 m. Esta última celosía se remata por una pequeña grúa automática de 7,5 m. de brazo, giratoria en horizontal y en vertical, para que normalmente pueda estar en posición de prolongación de la verticalidad del sistema.

La base del fuste arranca de una cota situada 20 m. por debajo del nivel del terreno natural, dentro de un recinto limitado por un tronco de cono invertido de secciones homotéticas con el modelo formal de las plantas del edificio metálico. Este recinto permite restituir la continuidad del paisaje mediante el relleno de la excavación adicional y se materializa a través de muros de contención de 0,3 m. de espesor, con contrafuertes dorsales ocultos por el relleno.

Todos estos sistemas se interconectan en una solución estructural híbrida, en la que se emplean adecuadamente combinados diferentes materiales: hormigones, estructuras metálicas, tirantes de acero y de fibras orgánicas.

El concepto básico estructural de la Torre de Collserola consiste en situar a gran altura, alrededor de un esbeltísimo fuste cilíndrico de hormigón, y totalmente vinculado al mismo, una potente estructura metálica que, a la vez que alberga las unidades funcionales, actúa a modo de corsé rigidizante y arriostrante del elemento central de hormigón.

Este conjunto queda fijado en el espacio por la acción, sobre tres puntos del plano inferior del edificio que coinciden con los vértices del triángulo de la planta separados 120.º, de tres grupos de tirantes pretensados, de gran potencia, cuyas dimensiones fueron establecidas no en base a necesidades resistentes, sino con criterios de deformabilidad muy estrictos, exigidos por la operatividad de las telecomunicaciones (Figura n.º 2).

A partir de este sistema así inmovilizado, se fija el borde superior del fuste de hormigón a la estructura metálica, mediante tres cables superiores, también situados en planta a 120.º de separación angular. Con ello se obtiene en la cumbre del fuste a 205 m. de altura un punto de mínima movilidad, a partir del cual surge un mástil metálico que sustenta principalmente el aparataje de la parte de audio de las comunicaciones, que requieren menores condiciones de deformabilidad.

## 3. Solución constructiva adoptada

La construcción de un edificio singular de características estructurales inusuales y destacadas, se basa fundamentalmente en la adopción de un proceso constructivo que esté perfectamente

Figura n.º 1. Descripción general. Alzado y planta.

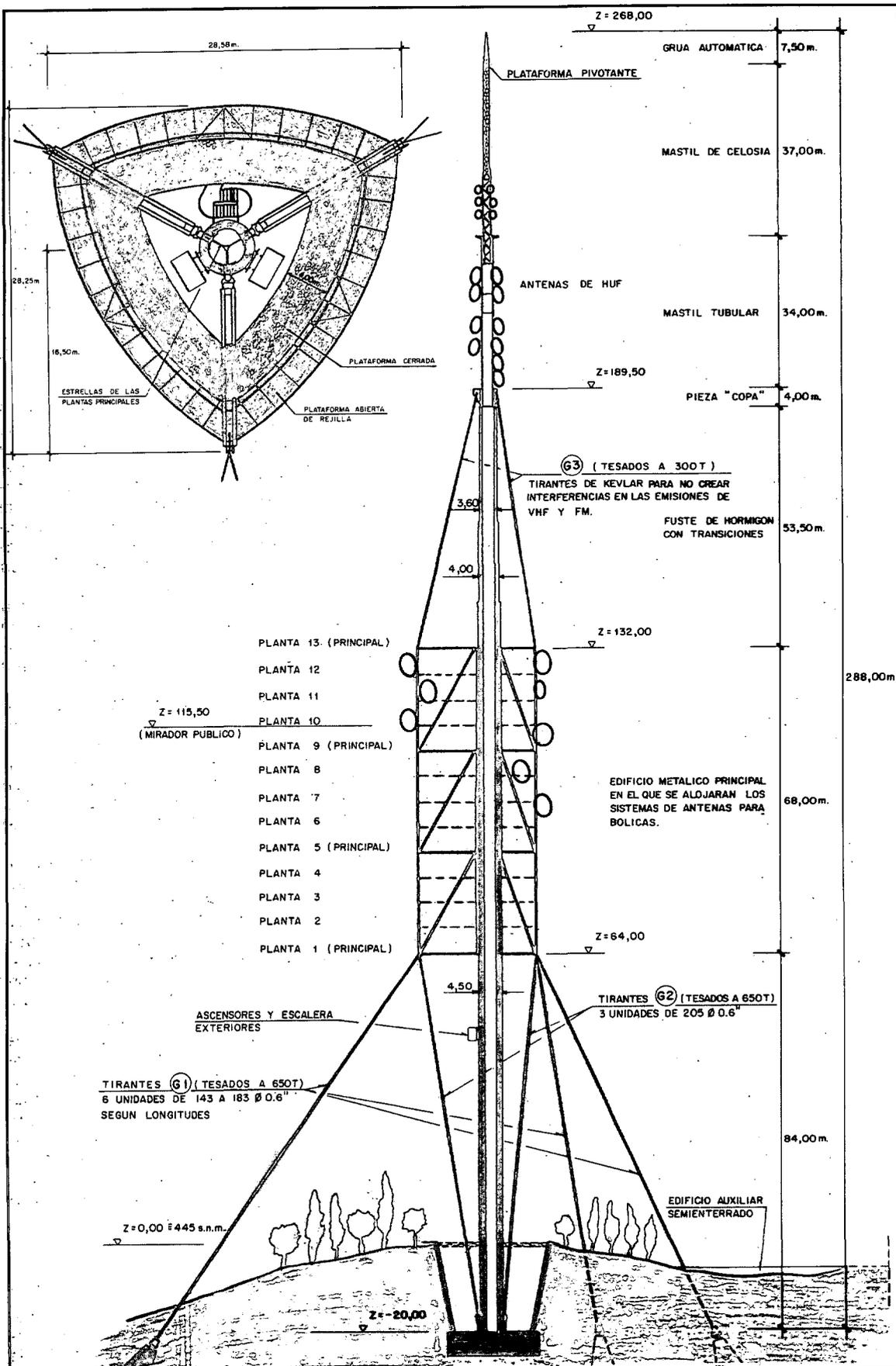
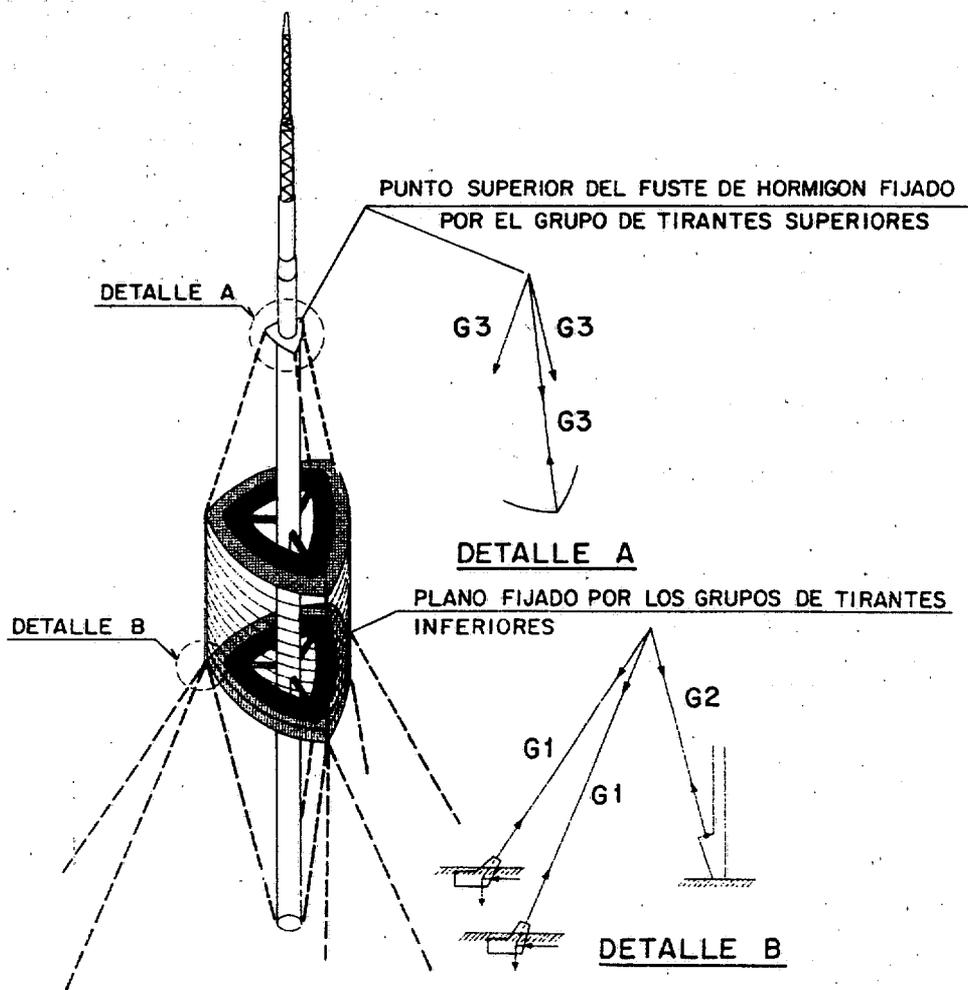


Figura n.º 2. Esquema del sistema resistente.



ajustado y adaptado al caso, lo que implica una profunda interacción y compenetración entre el proyecto inicial y el ejecutivo final. Esto es un hecho que se repite constantemente en toda obra excepcional y que en el caso de la Torre, estaba además explícito en las condiciones del concurso de construcción, ya que se exigía la comprobación de una serie de elementos y operaciones proyectados tan sólo hasta el nivel necesario para poder realizar una valoración de las obras.

De esta forma, Cubiertas y MZOV al hacerse cargo de la realización de la obra, además de desarrollar el proceso constructivo, y en parte como consecuencia de ello, analizó el comportamiento del fuste de hormigón para garantizar su resistencia y estabilidad durante todas las configuraciones por las que debía atravesar durante las etapas de su ejecución, e incluso en su situación de servicio definitivo; modificó la tipología inicial de los tirantes y de sus anclajes; la concepción estructural de los forjados del edificio metálico y, por último y no menos importante, el esquema de conexión entre el fuste de hormigón y la estructura metálica.

Como consecuencia de esta serie de actuaciones se incorporarán a la obra, de un modo natural y sin artificios, tres elementos estructurales adicionales: el Hormigón Pretensado, los Forjados

Mixtos, y los anclajes pretensados al terreno, de tal modo que con éstos, junto con los definidos por el proyecto inicial, la Torre pasa a ser ejemplo de funcionalidad estructural, con una utilización armónica de distintos materiales, cada uno de los cuales está colocado en el lugar, y desempeña la función, más acorde con sus posibilidades esenciales.

#### El planteamiento del sistema constructivo.

La idea sobre la que se estableció todo el desarrollo del proceso constructivo fue el aprovechar el punto fijo que se debía conseguir en la coronación del fuste, para la operatividad del sistema de telecomunicaciones.

En el proyecto inicial este punto obtenía su inmovilidad al final de la secuencia de construcción del conjunto. En el proyecto ejecutivo se cambia completamente de perspectiva, y se prevé su realización como etapa previa a la del edificio.

Supuesta la existencia de tal punto se podía prever la construcción de la parte metálica a nivel del suelo, en un plazo de tiempo breve y garantizado, con un coste ajustado, y con la máxima seguridad liberando el riesgo de ejecutar operaciones vitales para la seguridad del sistema bajo la in-

fluencia de las condiciones meteorológicas, a gran altura, para después proceder a la elevación de sus 3.000 toneladas de peso total hasta su altura definitiva, 84 m. por encima de su posición de montaje inicial.

Se completaría el proceso con la elevación del mástil metálico, mediante una técnica similar. Para ello, y esto representa otra interesante aportación del proyecto ejecutivo, el mástil debía estar situado en la vertical de su posición definitiva, es decir dentro del fuste de hormigón.

Para lograr estos objetivos fue necesario desarrollar una solución de construcción del fuste, mediante la conocida técnica de encofrado deslizante, y proyectar un sistema de arriostramientos provisionales que garantizaran la verticalidad, resistencia y estabilidad del mismo durante todo el proceso. El edificio metálico se transformó en un sistema autoestable, capaz de comportarse como una estructura y ser trasladado con independencia de sus sistemas de vinculación al fuste, dotándole para ello de los elementos de guía y estabilización necesarios. El mástil, finalmente, se proyectó para que fuera posible su colocación en el interior del fuste cuando la altura del mismo todavía lo permitiera, lo que supuso la introducción de la posibilidad de su telescopado, y elevación al final de todo el proceso.

#### 4. Descripción de los elementos del proyecto ejecutivo

##### 4.1. Los tirantes metálicos

Como puede verse en el esquema de la configuración final de la torre, la estabilidad de la misma está confiada a tres sistemas de tirantes metálicos, cada uno de los cuales se compone, a su vez de otros tres, que enlazan los vértices inferiores del edificio, en correspondencia con las diagonales en las celosías, con el terreno. Estos tirantes, estaban definidos en el proyecto base por sus características de rigidez axial y tensión de rotura, permitiéndose absoluta libertad en lo que se refiere a su composición específica (Figura n.º 3).

Los esfuerzos que deben transmitir durante el servicio de la estructura, del orden de las 1.800 t. y, sobre todo, la rigidez que deben conferir a la torre para limitar los desplazamientos de ésta a los valores permitidos para la operatividad de la misma, determinan unas secciones transversales muy importantes de los tirantes.

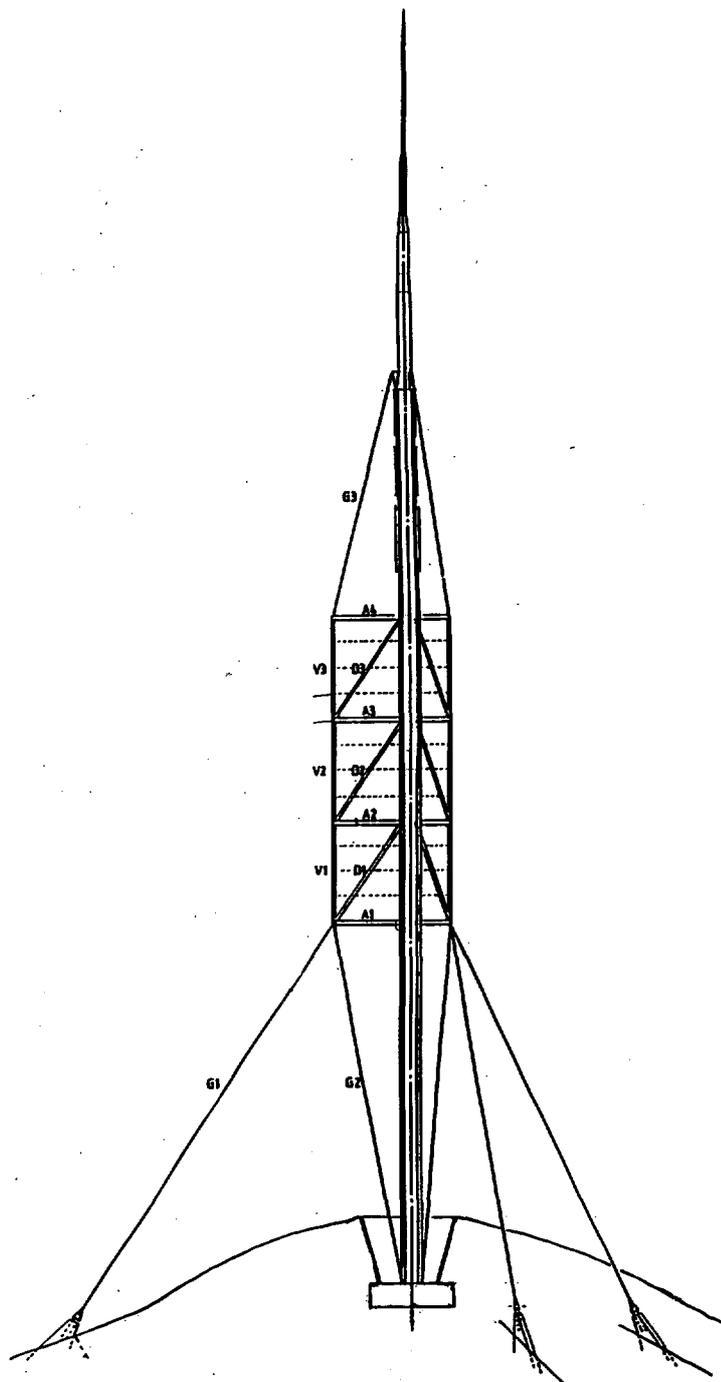
En la elección de la tipología de estos tirantes hay que tener bien presente dos condiciones: deben estar articulados en sus dos bordes, en el enlace con la estructura y con el terreno, y deben ser transportados a la obra enrollados en bobinas. En el caso de proyectar un cable cerrado el cumplimiento de la primera condición, que evita la introducción de flectores parásitos tanto en el tirante como en la estructura metálica, supondría realizar la conexión a través de una rótula de bujón conectada al tirante mediante una mazarota, al estilo habitual de los cables normales. La segunda implicaría unos radios de curvatura tan grandes que harían inviable el transporte.

Por otra parte la puesta en tensión de tal sistema exigiría el uso de gatos de gran potencia, ca-

paces de proporcionar todo el esfuerzo de pretensado que debe existir bajo las cargas permanentes, de modo simultáneo y con pequeñas diferencias, en cada uno de los tres cables homólogos de cada familia.

Todas estas razones llevaron a elegir el concepto de tirante que es ya práctica establecida en los grandes puentes atirantados, es decir que se forma por un mazo de torones paralelos, de 13 ó 15 mm. de diámetro, solidarizados por presillas a intervalos regulares. Estos tirantes se anclan me-

Figura n.º 3



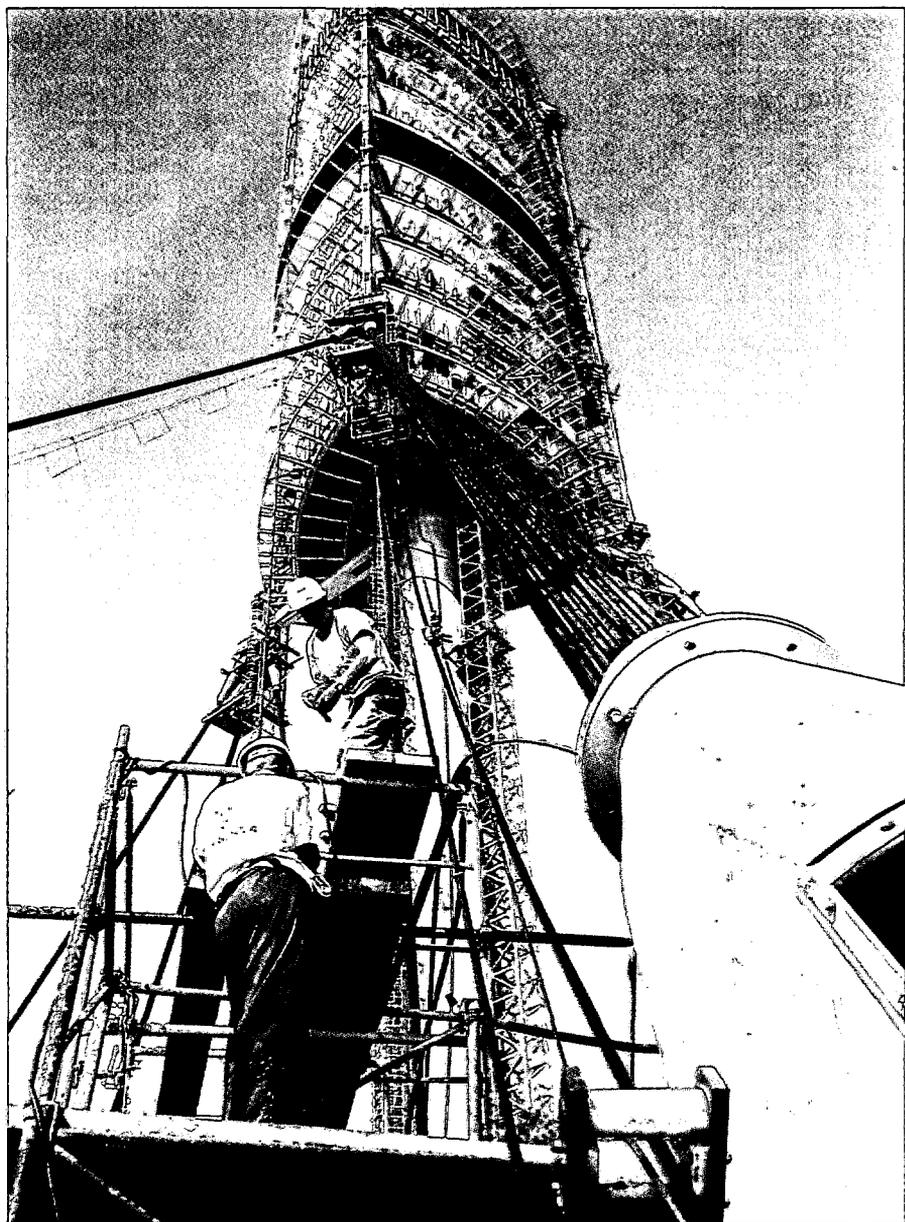


Figura n.º 4

diente cuñas resistentes a la fatiga, en un bloque análogo al de los cables postesados (Figura n.º 4).

Con esta elección se resuelven todos los problemas anteriormente enumerados.

En primer lugar se reduce la rigidez a flexión del conjunto de torones paralelos a valores tan pequeños, que deja de ser necesaria la articulación de sus extremos para eliminar efectos parásitos. Aunque el anclaje no gire, apenas aparecen esfuerzos por incurvación, con lo que se puede evitar la pieza de articulación, elemento siempre delicado que concentra el riesgo potencial en un solo punto. El transporte a obra no presenta dificultad alguna. Finalmente, la puesta en tensión del conjunto se realiza torón a torón mediante un pequeño gato monocordón, con el conocido procedimiento de «Isotensión», que dotado de un par de células dinamométricas, permite un control to-

tal del esfuerzo introducido a medida que se va montando el tirante.

Se utilizó el sistema Freyssinet, con cordones autoprotectidos. Cada torón posee una triple protección al estar galvanizado, y colocado dentro de una vaina individual de material plástico, con los intersticios rellenos de cera petrolera.

Pero además la tipología elegida ofrece dos ventajas adicionales: permite una fácil sustitución de un eventual elemento dañado, y posee un mejor comportamiento aeroelástico. Este último es debido a que el perímetro del elemento completo no es una circunferencia sino un exágono cuyos lados son «rugosos», al estar formados por la yuxtaposición de los círculos de los torones exteriores. Esta configuración tiende a aumentar la turbulencia de la estela del flujo del aire detrás del elemento, reduciendo el riesgo de desprendimiento periódico de vórtices sincronizados longitudinalmente a lo largo del tirante, que pueden originar el conocido fenómeno de enganche («Lock-in»), con las consiguientes oscilaciones de elevada amplitud.

La composición de los tirantes corresponden a los mayores fabricados en el mundo hasta la fecha. El bloque de anclaje resistente a fatiga, para los tirantes interiores de 205 torones de 15 mm. ha supuesto un reto a la fabricación de este tipo de piezas que deben cumplir unas condiciones de alineamiento y tolerancias angulares muy estrictas para evitar los problemas de fatiga en los puntos de acuñamiento de los cordones.

Para los tirantes provisionales que, como se describirá más adelante, fueron usados durante la erección del fuste, se adoptó el mismo sistema, con la única diferencia que los torones individuales carecían de protección, dado que su tiempo de permanencia en activo, apesar de la agresividad del ambiente, era muy corto.

#### 4.2. Los anclajes de los tirantes definitivos

Los tirantes exteriores definitivos se anclan en bloques de hormigón, uno por tirante, que equilibran el esfuerzo a través de su peso, del rozamiento y del empuje contra el terreno. El volumen de esos macizos es de 800 m<sup>3</sup>. Los interiores, por el contrario lo hacen en unas cuñas adosadas a la base de la torre. En ambos casos hay que resolver cómo se efectúa la transmisión en el interior del hormigón, del esfuerzo del tirante (Figura n.º 5).

Una posible solución, contemplada en el proyecto base, consiste en dejar perfiles metálicos embebidos en el interior, a los que se conecta, por intermedio de una pieza de prolongación, el extremo del tirante. Este procedimiento, utilizado frecuentemente, tiene en el caso de los tirantes inferiores el inconveniente de interferir con las armaduras dispuestas en el fuste. Por otra parte se requiere la colaboración de la tensión de adherencia con el hormigón, desarrollándose un sistema de tracciones en el interior del mismo. Por todo ello se consideró preferible adoptar el concepto de pretensado, de tal modo que el tirante enlaza con una pieza metálica, cuya base se pretensa contra el hormigón, sea del macizo o de la cuña (Figura n.º 5a).



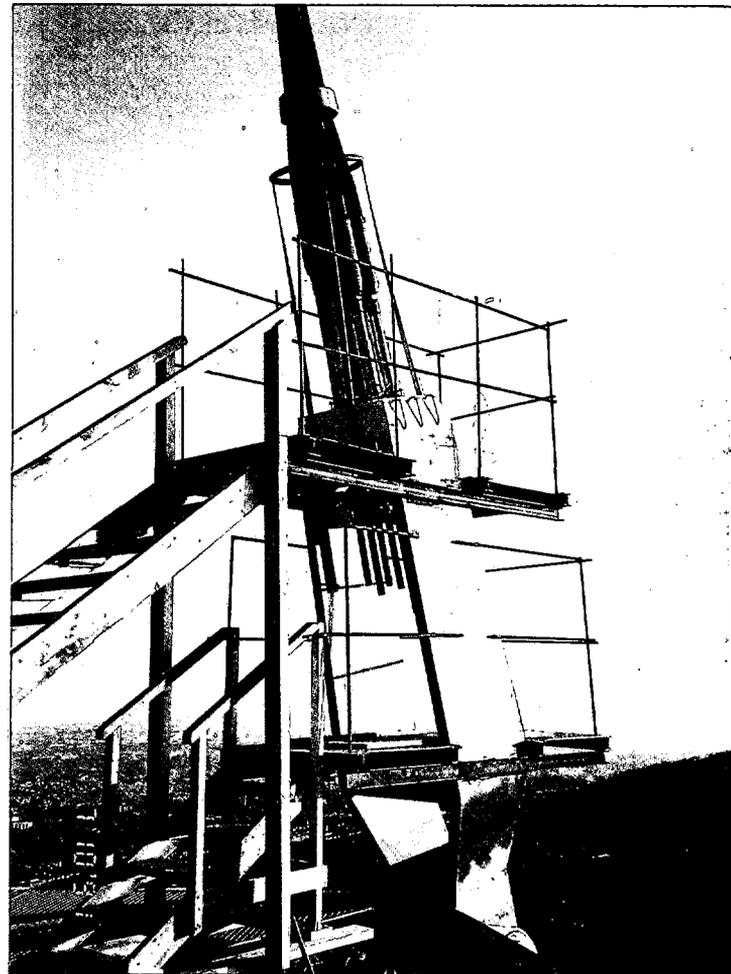
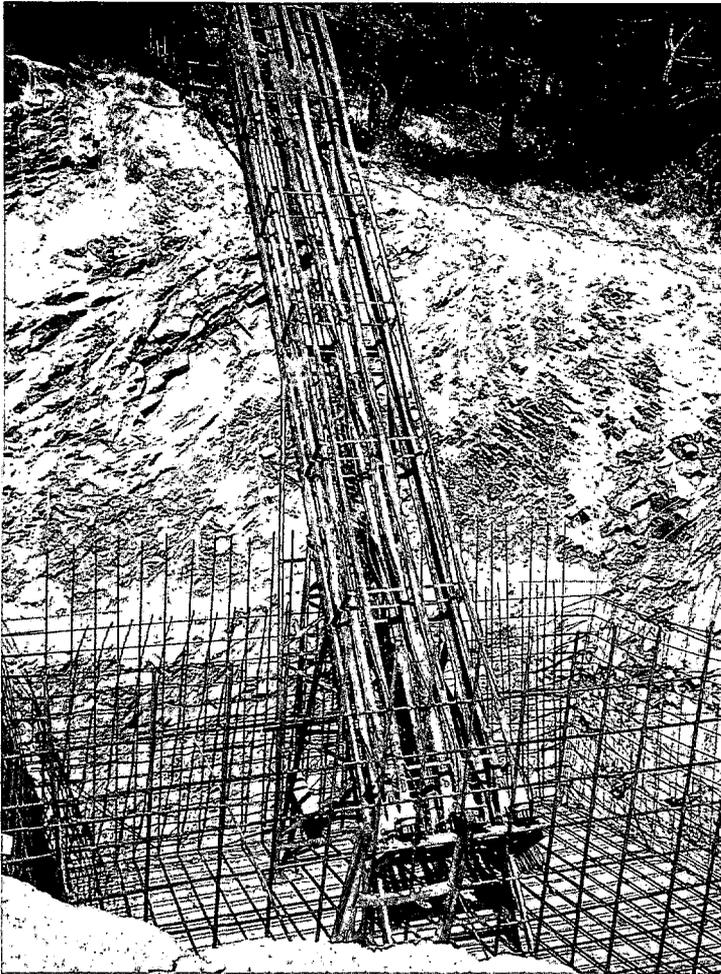


Figura n.º 6 y 7

El pretensado de estas placas se realiza previamente, con una fuerza de tesado total de 2.250 toneladas, obtenidas mediante 3 cables de 19 torones y 6 de 12 torones de 15 mm. que se prolongan en el interior del hormigón (Figura n.º 6), terminando en anclajes pasivos. Esta fuerza, descontadas las pérdidas, supera el valor de la máxima tracción que puede transmitir el tirante, por lo que la placa permanece siempre en contacto con el hormigón, con una compresión mínima de 20  $\text{kp/cm}^2$ . El hormigón está siempre comprimido, lo que va en beneficio de su durabilidad, se eliminan los problemas de adherencia y, en las cuñas interiores, los de interferencia entre armaduras y anclajes.

#### 4.3. Los tirantes de fibra orgánica

Los tirantes superiores, cuya misión es inmovilizar la base del mástil, están situados en la zona de emisión, por lo que en caso de ser metálicos serían susceptibles de calentamiento, por absorción de la energía radiante y, además, producirían problemas de distorsión de las imágenes emitidas. Por esta razón en el proyecto base figuraban de fibra orgánica.

Durante el proyecto ejecutivo se eligió la fibra llamada Aramid (Poliparafenileno tereftalamida),

producida por Twaron. Cada uno de los tirantes se compone también de cables en paralelo, en este caso de siete cordones de 50 mm. de diámetro, colocados dentro de una vaina de polietileno. La tensión de rotura es de 11.500  $\text{kp/cm}^2$ , y el esfuerzo máximo que pueden recibir es de 500 toneladas. Están empresillados en tres puntos asimétricamente situados en su longitud, para reducir las oscilaciones de los cordones individuales (Figura n.º 7).

#### 4.4. Los elementos de hormigón

##### Proceso constructivo del fuste

Dentro del esquema estructural definitivo el fuste de hormigón se encuentra bien arriostrado por la estructura metálica del edificio, a través de los cuatro niveles de enlace que se establecieron en el proyecto ejecutivo, en sustitución de los trece que se contemplaban en la base. Por ello el problema de su estabilidad queda, a pesar de la sorprendente esbeltez, resuelto sin dificultades excesivas.

Muy distinta es la situación cuando se estudia el comportamiento de dicho elemento durante su construcción, falto de los enlaces citados. Aparecen entonces serios problemas de inestabilidad

asociados a grandes movimientos que, incluso, pueden ocasionar la ruina de la obra. En estas etapas previas, el problema se agrava porque el hormigón puede perder gran parte de su rigidez por fisuración bajo las cargas del viento, cuando al no recibir más carga vertical que su peso propio, las compresiones quedan superadas por las tracciones de los efectos de flexión.

La construcción del fuste estuvo condicionada por la necesidad de garantizar su estabilidad en las fases de elemento exento, tomando en consideración, de modo ineludible, el fuerte comportamiento no lineal que se hace presente en las piezas muy esbeltas de hormigón.

Así pues en el proyecto ejecutivo todos los análisis del fuste se realizaron considerando la doble no linealidad (del material y de los desplazamientos), para poder determinar los límites de seguridad de cada etapa. Fue preciso poner a punto un método de cálculo específico para elementos hiperestáticos de hormigón doblemente no lineales que proporcionó las respuestas deseadas.

Los primeros metros del fuste concentran toda clase de singularidades: la unión con la zapata, las cuñas de anclaje de los tirantes interiores, y las aberturas de acceso a su interior. No es una zona adecuada para iniciar el deslizamiento, sino que exige un encofrado especial y la colocación pausada de la gran cantidad de armadura necesaria.

A partir de ahí la construcción se realizó por deslizamiento, con una velocidad media de 20 cm/h. El hormigón utilizado es de 480 kp/cm<sup>2</sup> de resistencia característica.

Para garantizar la correcta geometría del elemento, se realizaba un control continuo de horizontalidad de la plataforma de trabajo por medio de niveles de agua, situados en correspondencia de los yugos de avance. La verticalidad se vigilaba con un doble sistema: plomadas de gravedad en el perímetro exterior, y una plomada óptica situada en el eje teórico de la torre, cuya visual se dirigía periódicamente al punto de referencia fijo en la base.

Partiendo de la situación inicial del elemento empotrado en la base, se determinó hasta qué altura se podía llegar sin introducir ninguna otra coacción y, una vez introducida ésta, hasta dónde se podía continuar sin ninguna otra. Así de modo progresivo se definió la secuencia constructiva siguiente (Figura n.º 8).

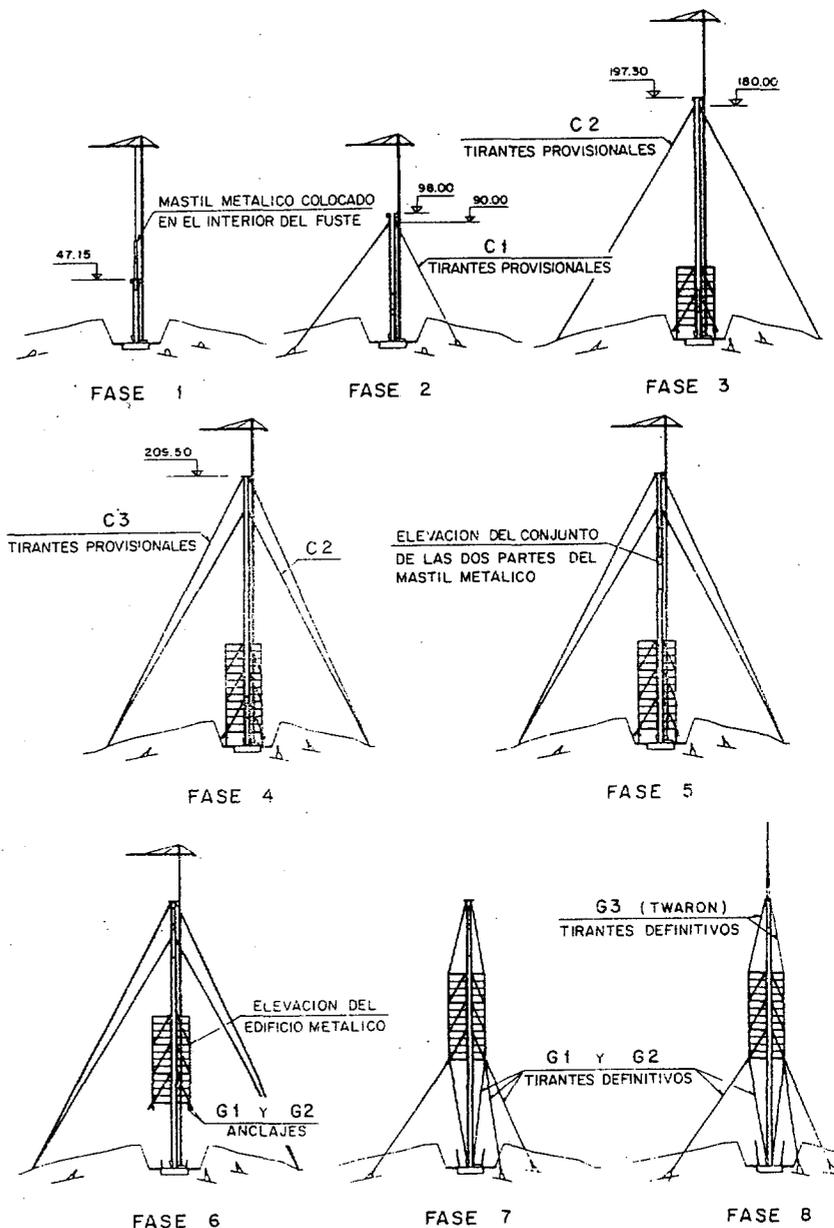


Figura n.º 8. Fases principales del proceso constructivo.

permite alcanzar la coronación a los 205,5 m. de altura. Se retiran los primeros que interferirían con la elevación del edificio.

■ **Fase 4:** Con una sola familia de tirantes se comprueba que el fuste no puede soportar el peso del edificio colgado, actuando en su coronación, por lo que se introduce un tercer sistema de tres tirantes. Estos últimos están anclados a la pieza metálica que realiza la transición entre el hormigón del fuste y la base del mástil metálico.

Esta pieza, llamada «copa» por su forma, se convierte, de un mero elemento de enlace entre dos sistemas heterogéneos, en una de

■ **Fase 1:** Se construye el fuste en voladizo, hasta los 98 m. de altura, límite que no se puede sobrepasar en esta configuración. (Cuando se llegó a los 47 m., se introdujo en el interior el mástil metálico dividido en secciones una dentro de la otra, a la espera de su posterior izado).

■ **Fase 2:** Se colocan tres tirantes pretensados provisionales a los 90 m. de altura, con una separación angular de 120.º en planta, que permiten progresar con el deslizamiento del fuste hasta los 185 m.

■ **Fase 3:** Se introducen otros tres tirantes provisionales a los 180 m. de altura, lo que

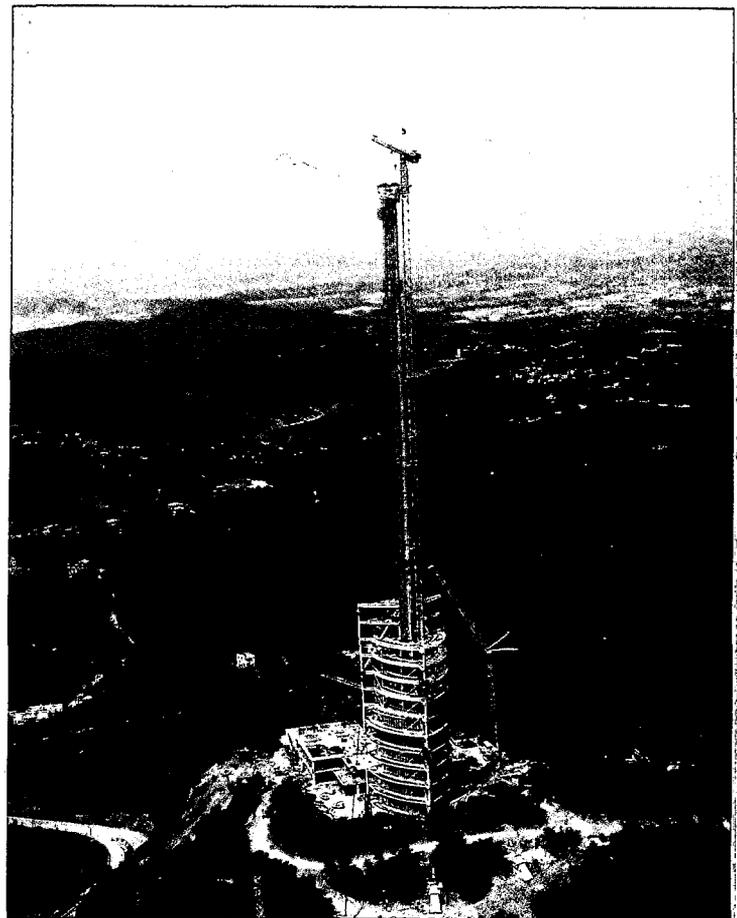
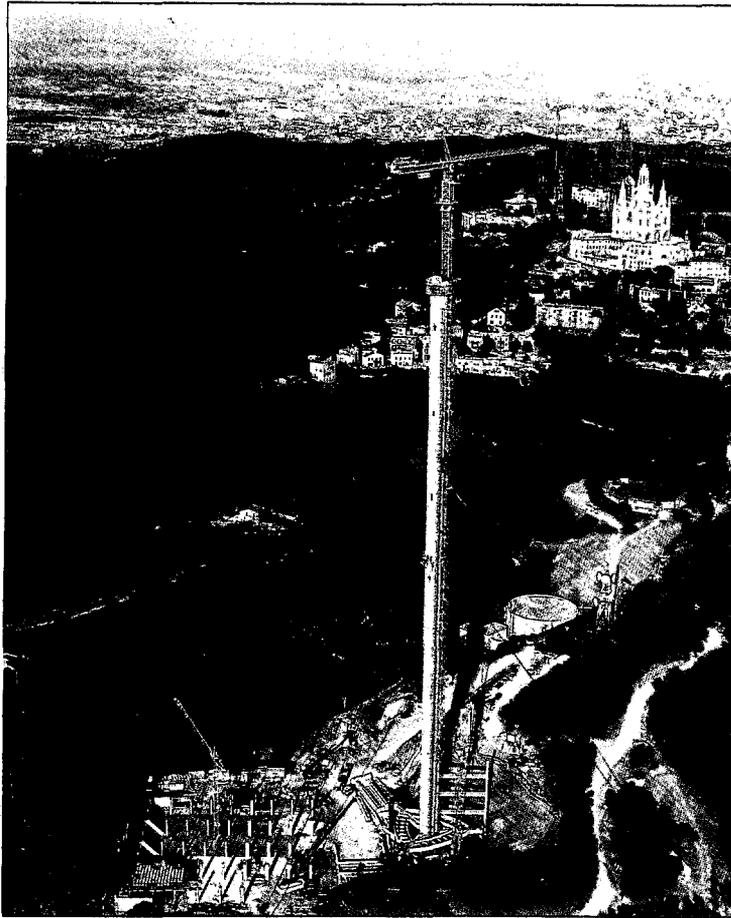


Figura n.º 9-a

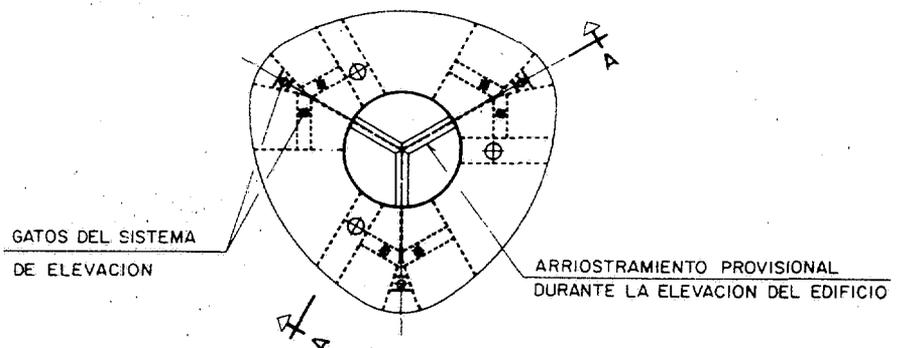
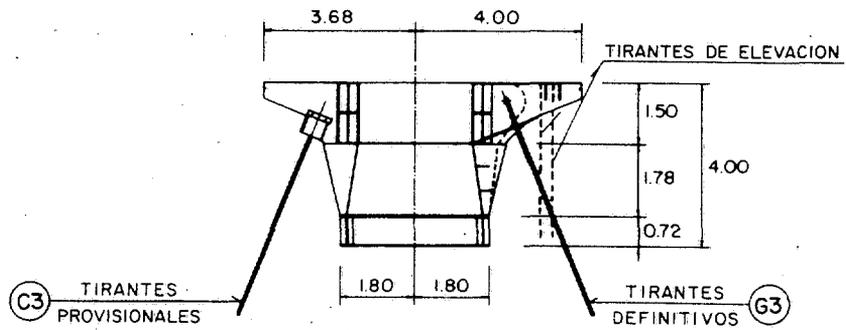
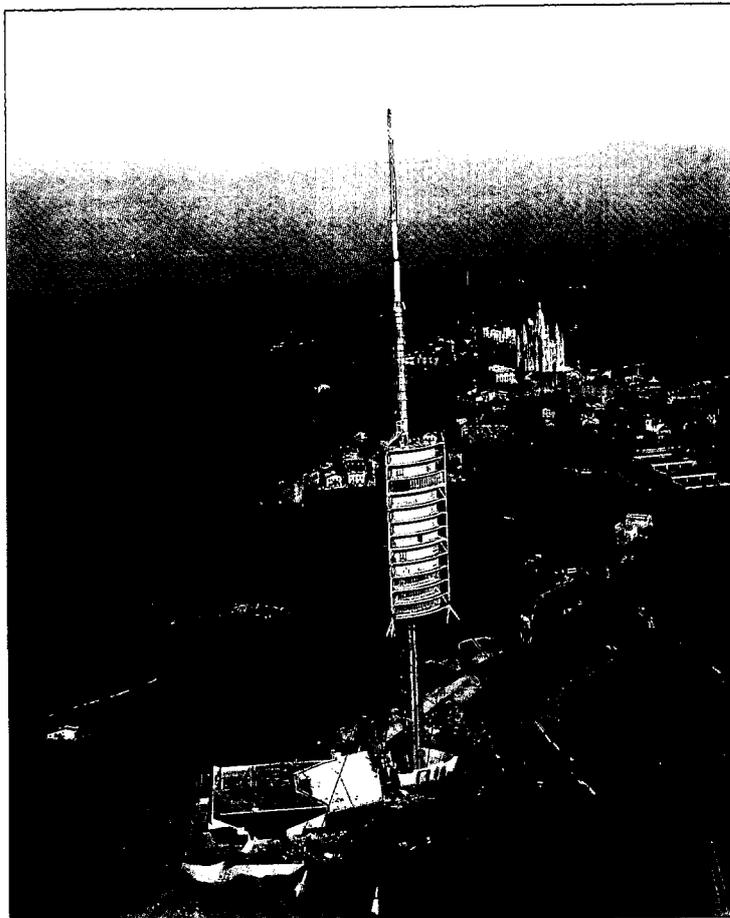


Figura n.º 9. Pieza especial en forma de «copa» situada en la coronación del fuste de hormigón.



las claves del proceso de elevación (Figura n.º 9).

■ **Fase 5:** Se elevan pero sin asomar, el conjunto de las dos partes del mástil de acero.

■ **Fase 6:** El edificio metálico es elevado a su posición definitiva.

■ **Fase 7:** Los cables definitivos van siendo colocados y simultáneamente se retiran los provisionales.

■ **Fase 8:** Se realiza la elevación y telescopado del mástil.

En la Figura n.º 9a pueden verse cuatro etapas de la realización del proceso descrito.

### La zapata y los muros perimetrales

El fuste se empotra en una zapata de 5,0 m. de canto, cuya cara superior está situada a 20,0 m. de profundidad desde el terreno natural. La planta de este elemento es un triángulo equilátero de lados curvilíneos, de forma homotética del de las plantas del edificio metálico (Figura n.º 10).

El terreno sobre el que se apoya es un suelo viejo, con predominio de pizarras del tipo Filita con

un buzamiento entre 40 y 50.º que, si bien están facturadas en superficie, constituyen una buena cimentación si no se degradan por contacto con el agua. A los 25 m. de profundidad donde se establece el contacto con la cimentación la resistencia es muy elevada. Los informes geotécnicos re-

Figura n.º 10

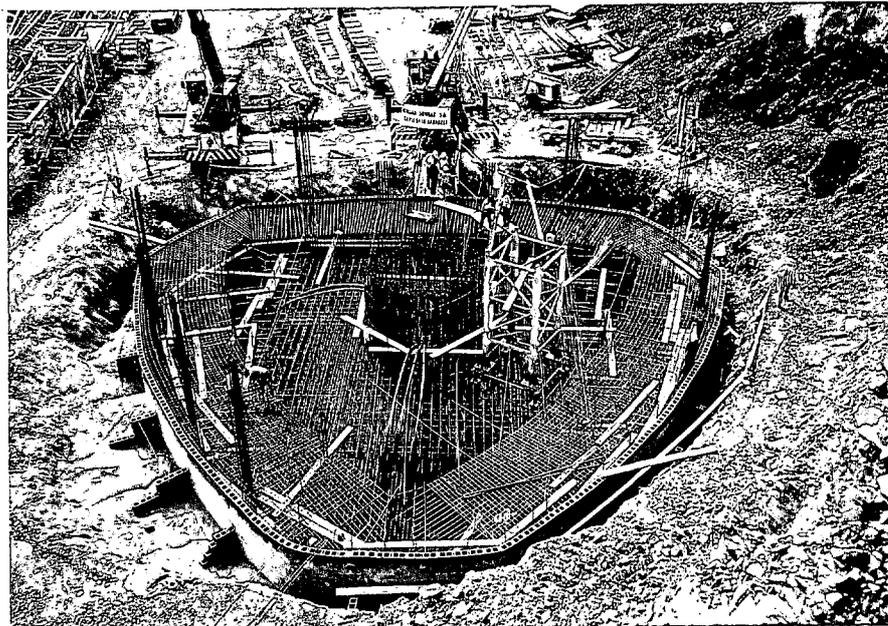
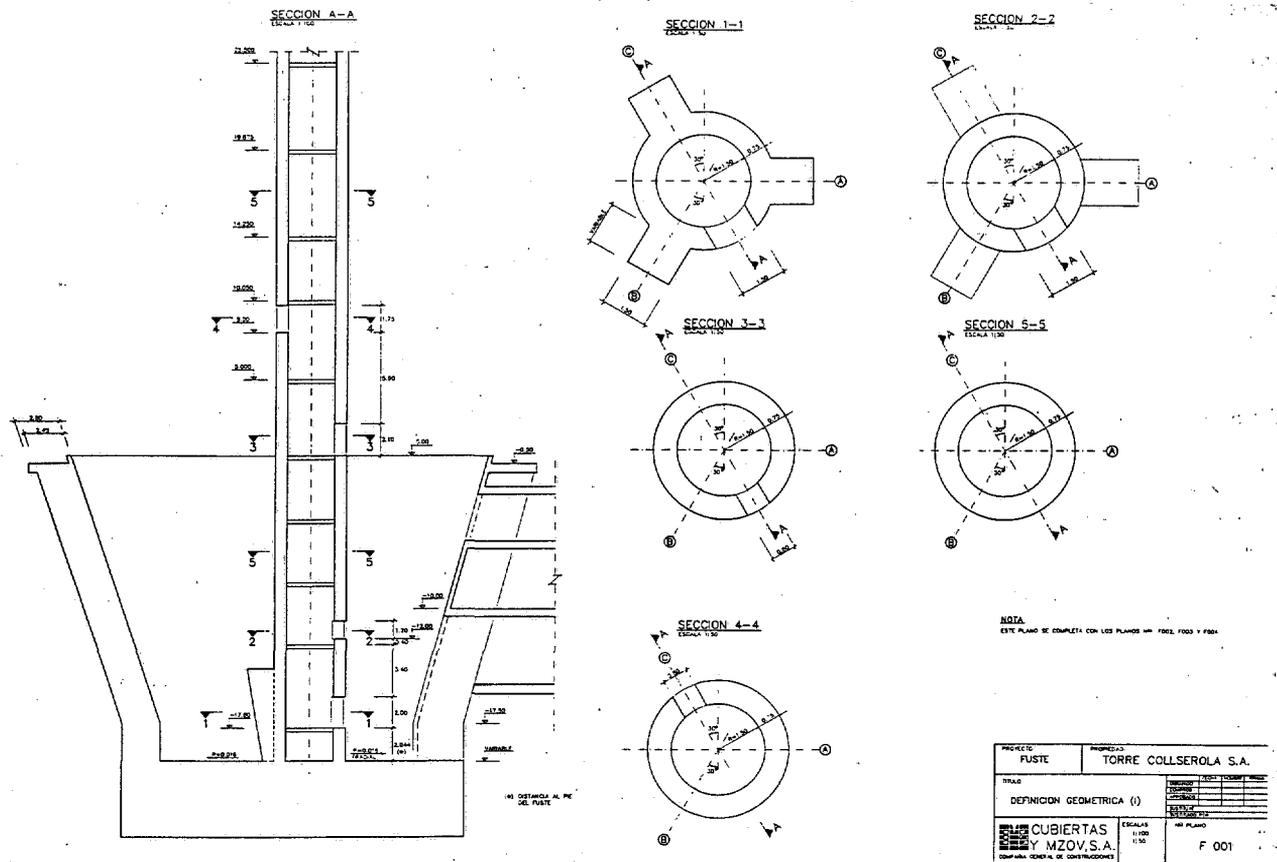


Figura n.º 11



ALZADO

ARMADURA EN LA ZONA DE HUECOS INFERIORES

SECCION A-A

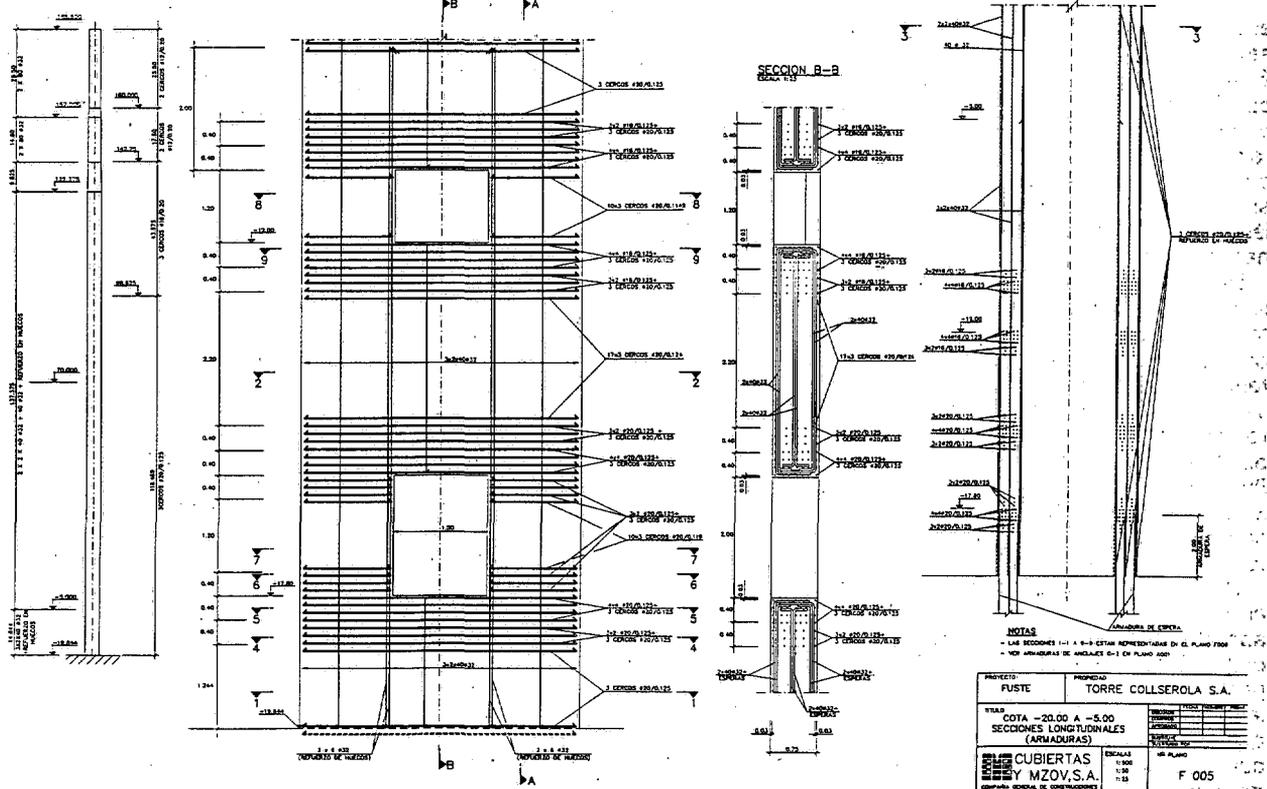


Figura n.º 12

comendaron una tensión admisible de  $6 \text{ kp/cm}^2$ .

El encofrado lateral se resolvió con un muro de bloques de hormigón, en cuyo interior se montaron las jaulas de armadura. El hormigoneado fue escalonado con tongadas verticales, dejando para una última fase la zona próxima al entronque con el fuste, en donde se realizó el cambio del hormigón de  $250 \text{ kp/cm}^2$  utilizado en la zapata y los muros, al de  $480 \text{ kp/cm}^2$  exigido para la torre. Por encima de su cara superior se dejaron las esperas para los muros perimetrales y sus contrafuertes que no se realizaron hasta el final de la obra, para no impedir el acceso a la base de la torre.

### El fuste de la torre en la etapa de servicio

Por necesidades del servicio, la continuidad del fuste está interrumpida por numerosos huecos, situándose los de mayores dimensiones en la zona inferior del mismo, con un ancho de 1,50 m. y alturas de 2,0 y 2,20 m. (Figura n.º 11).

En el proyecto hubo que plantearse qué efecto podría tener la presencia de dichas aberturas en el comportamiento global de la torre, por la pérdida de simetría que causan en la sección, y cómo sería la distribución y concentración de tensiones en su entorno, a nivel local. Resultaba especialmente preocupante averiguar cómo se resistía por las secciones abiertas, en los niveles de los huecos, el fuerte torsor que se originaba en la hipótesis de proyectó en la que uno de los tirantes de estabilización definitiva sufre una rotura accidental.

Sobre el efecto local de los huecos en elementos como torres o chimeneas existen publicaciones con fórmulas empíricas para el caso en que actúen acciones horizontales, cuya aplicación está limitada a un determinado valor máximo del ángulo central que determina la anchura del hueco. Dejando aparte que en nuestro caso no se cumple la limitación citada, no se encuentra nada relacionado con la sollicitación de torsión. Como consecuencia de todo ello, se recurrió a un análisis local por elementos finitos con elementos de lámina con simetría de revolución, que proporcionan los esfuerzos de laja y de flexión.

La parte inferior de la torre se modelizó desde la zapata hasta una altura de 20 m., donde la distancia entre huecos consecutivos era suficiente para suponer que en ese nivel la distribución de tensiones tangenciales de torsión sobre la sección cerrada era uniforme. Se aplicaba así el efecto del torsor como un flujo de tensiones sobre un borde abierto, al igual que las acciones verticales. Para los huecos intermedios se utilizó otro modelo, de 24 m. de longitud con ambos extremos sin coaccionar al giro, que englobaba casi en su punto medio las aberturas.

Obtenidos así los esfuerzos alrededor de las aberturas, se dimensionaron las armaduras para absorber el volumen de las tracciones generadas en las direcciones principales. Asimismo se comprobó que la concentración de compresiones en las esquinas era admisible, si bien se constató que en algunos puntos resultaban enormes, lo cual no era preocupante ya que se reducían rápidamente a distancias muy próximas, debiéndose



Figura n.º 13

interpretar como consecuencia de una singularidad de borde debido a la modelización elástica.

Y se puso de manifiesto, sobre todo, que a la altura de los huecos no se llega a desarrollar un estado de torsión pura, por lo que no se presenta la gran pérdida de rigidez y resistencia a torsión, que sería de temer en una sección abierta. Se establece un mecanismo resistente a torsión mediante la actuación de la zona de hormigón que rodea al hueco a modo de marco rígido con comportamiento de flexión lateral. La influencia de los huecos en la alteración del plexo tensional se extiende a una distancia análoga a su abertura.

De todos modos, en la parte inferior la concentración de armaduras para resistir estos efectos es notable (Figuras n.º 12 y 13).

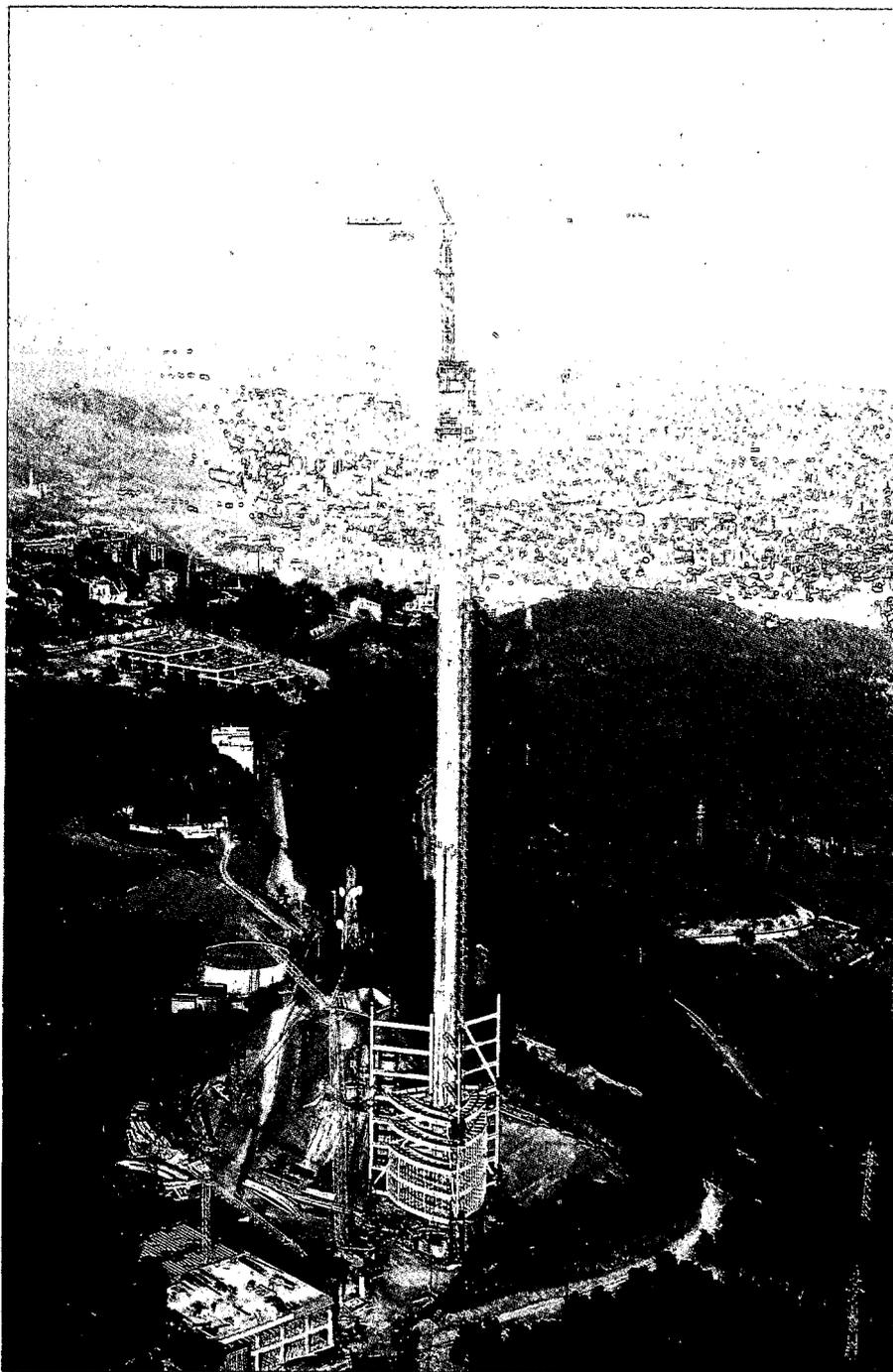


Figura n.º 14

En lo que respecta al efecto global de las aberturas, la pérdida de simetría central de las secciones con hueco, aun en ausencia de cualquier carga horizontal, exige la generación de una curvatura para centrar la resultante interna de las tensiones y equilibrar así el esfuerzo axial exterior que desciende por su línea de presiones en el eje de la torre. Estas curvaturas dan lugar a desplazamientos que originan flexiones que a su vez incrementan los desplazamientos, etc. Es decir desencadenan un proceso de no linealidad cuyo cálculo no lineal puesto a punto para analizar las distintas etapas, e incluso la situación de servicio en la que

la estructura es altamente hiperestática, pudo evaluar este efecto con toda exactitud.

Los esfuerzos de flexión adicionales debidos a la presencia de los huecos en el comportamiento global resultaron ser del orden del 15 % de los que resultan sin tenerlos en cuenta.

Las acciones que inciden sobre el núcleo de hormigón en servicio son las verticales de las cargas permanentes y sobrecargas, las del viento, y la hipotética rotura de un tirante. Ensayos realizados en túnel de viento sobre un modelo completo a escala, durante la redacción del proyecto base, junto con los datos tomados «in situ» de las velocidades del viento de la zona, determinaron tanto las acciones estáticas equivalentes, como la ausencia de fenómenos de inestabilidad aerolástica. Se comprobó asimismo en esa fase de proyecto inicial que la acción sísmica no era determinante frente a la del viento.

Tomando como base estos resultados se obtuvieron los esfuerzos a partir de un modelo de cálculo bidimensional para las solicitaciones simétricas y tridimensional para las asimétricas, sumándoles los efectos de los huecos ya mencionados. Las secciones del fuste se comprobaron obteniendo diagramas equirresistentes de flexión esviada, considerando sucesivamente un comportamiento del hormigón a corto plazo sin fluencia, y además los efectos de este último fenómeno.

#### El fuste de la torre durante su construcción

Durante las fases de su construcción el núcleo de hormigón debe soportar las acciones de su peso propio y del viento. Conscientes de que en esa etapa era tan importante como la resistencia, la exactitud de su verticalidad (piénsese que entre la superficie exterior del mástil metálico y la interior del cilindro de hormigón donde estaba colocado quedaba un espacio libre de 7 cm., por el que debían bajar los cables para su elevación) añadimos a estas hipótesis la de un gradiente térmico diferencial de 8.º centígrados entre las superficies exteriores e interiores de un sector semicircular que se suponía expuesta al sol. Esta cifra se adoptó basándose en la instrumentación realizada en unas pilas de puente, en una zona de características meteorológicas más extremas que Barcelona.

Como era de esperar los esfuerzos de gradiente térmico eran muy poco significativos, y las deformaciones generadas no eran tampoco importantes. Además durante el desarrollo de la obra, no se registró ninguna anomalía debida a ese efecto que fue menor incluso del previsto.

Por el contrario la acción del viento resultó decisiva. Habiéndose considerado en el proyecto base una velocidad de 250 km/h, se tomó de 200 km/h para analizar las etapas constructivas, considerando los estudios de probabilidad de ocurrencia que se habían realizado durante la toma de datos para el proyecto base. Las acciones resultantes se aplicaron no sólo sobre el fuste y el edificio en la fase de elevación, sino sobre todos los elementos auxiliares que se apoyaban en el núcleo: escalera, montacargas y grúa que, aunque aparentemente daban la impresión de co-

laborar con el hormigón, en realidad actuaban de modo totalmente negativo.

Para cada una de las configuraciones por las que atravesaba el fuste, se analizaron dos situaciones, una correspondiente al límite de velocidad del viento con que se preveía que era posible trabajar, que se estableció en 70 km/h, y otra la máxima anteriormente citada. La primera hipótesis tenía como finalidad comprobar que los movimientos producidos eran suficientemente pequeños como para poder mantener personal en lo alto, montando ferralla, etc. La realidad demostró que a más de 100 m. de altura sobre un cilindro de 4,5 m. de diámetro, aunque los movimientos sean pequeños, con vientos de 50 km/h debía suspenderse todo trabajo y evacuar la plataforma.

La situación más comprometida que atravesaba el fuste no era cuando se elevaba el edificio, sino antes de colocar el segundo nivel de arriostamiento provisional. Es decir con 185 m. de altura y un solo punto de enlace con los cables a 90 m. En tales condiciones el desplazamiento de la cabeza para una velocidad de 70 km/h era de 15 cm. En el límite, con 200 km/h, este valor hubiera aumentado hasta 1,85 m., aunque, por supuesto con la estabilidad de la estructura garantizada y con los esfuerzos generados admisibles (Figura n.º 14).

Para el análisis no lineal no se han mayorado las acciones verticales, ya que no siempre, y sobre todo en nuestro caso, es más desfavorable que actúen con el valor incrementado. Sin embargo, a la hora de comprobar las armaduras, se han utilizado los diagramas de interacción con resistencias minoradas, y se han mayorado los esfuerzos obtenidos.

Se investigó también la susceptibilidad del fuste cilíndrico exento al desprendimiento de vórtices sincronizados, en las distintas formas estructurales por las que atraviesa. La gran flexibilidad del mismo (con frecuencias variables entre 0,13 y 0,25 Hz) conduce a que las velocidades críticas para las que se puede generar una estela de vórtices periódicos, con frecuencias próximas a las de la estructura, son tan bajas que la corriente carece de la energía necesaria para inducir oscilaciones significativas. De hecho, durante el período de diez meses que, aproximadamente estuvo en situación exenta, a pesar de haber estado sometido a velocidades del viento que en una ocasión alcanzaron los 120 km/h, no se registraron oscilaciones dignas de mención.

### Los arriostamientos provisionales

La estabilidad en construcción se consiguió dimensionando los tirantes provisionales para que proporcionaran la rigidez necesaria para limitar los desplazamientos del sistema. De modo análogo a los definitivos, su configuración era consecuencia no del esfuerzo que tenían que resistir, sino de la rigidez con que debían ayudar al fuste exento.

Por ello, debido a su diferente longitud, el número de torones de cada uno de los tres que definen un punto de arriostamiento es variable, para que la rigidez que proporcionan frente a los desplazamientos horizontales del fuste, sea la misma y se produzca el efecto óptimo de isorresistencia del sistema, es decir no existan direcciones privilegiadas o penalizadas.

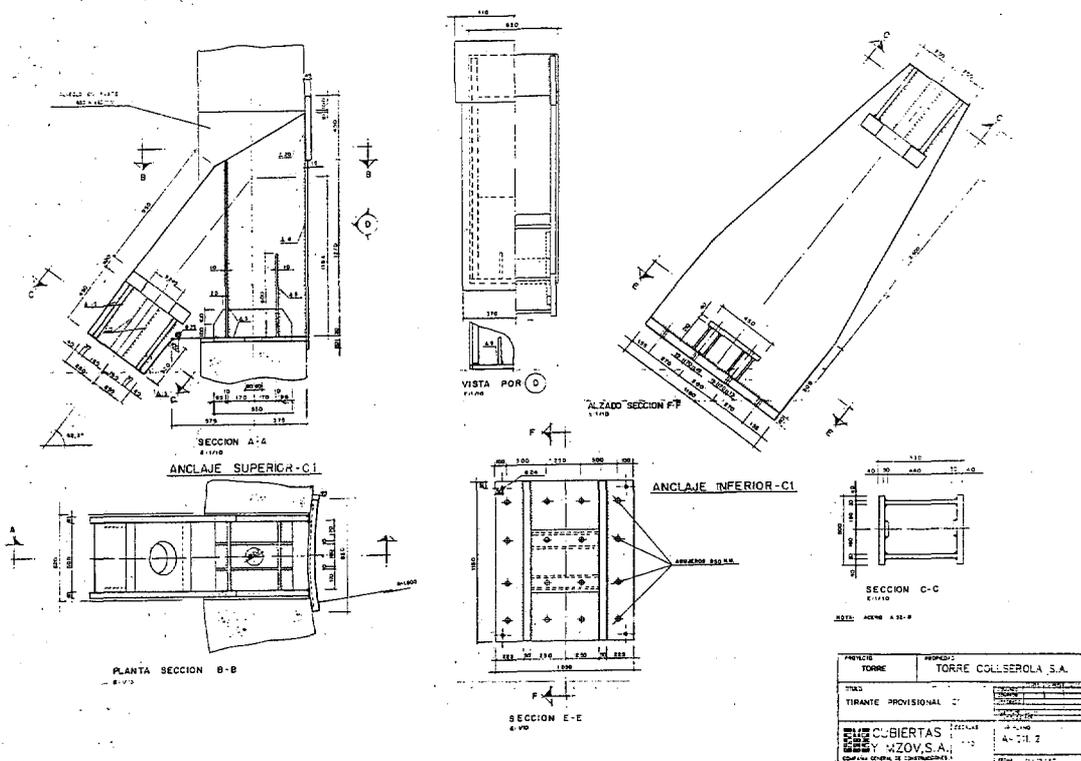


Figura n.º 15

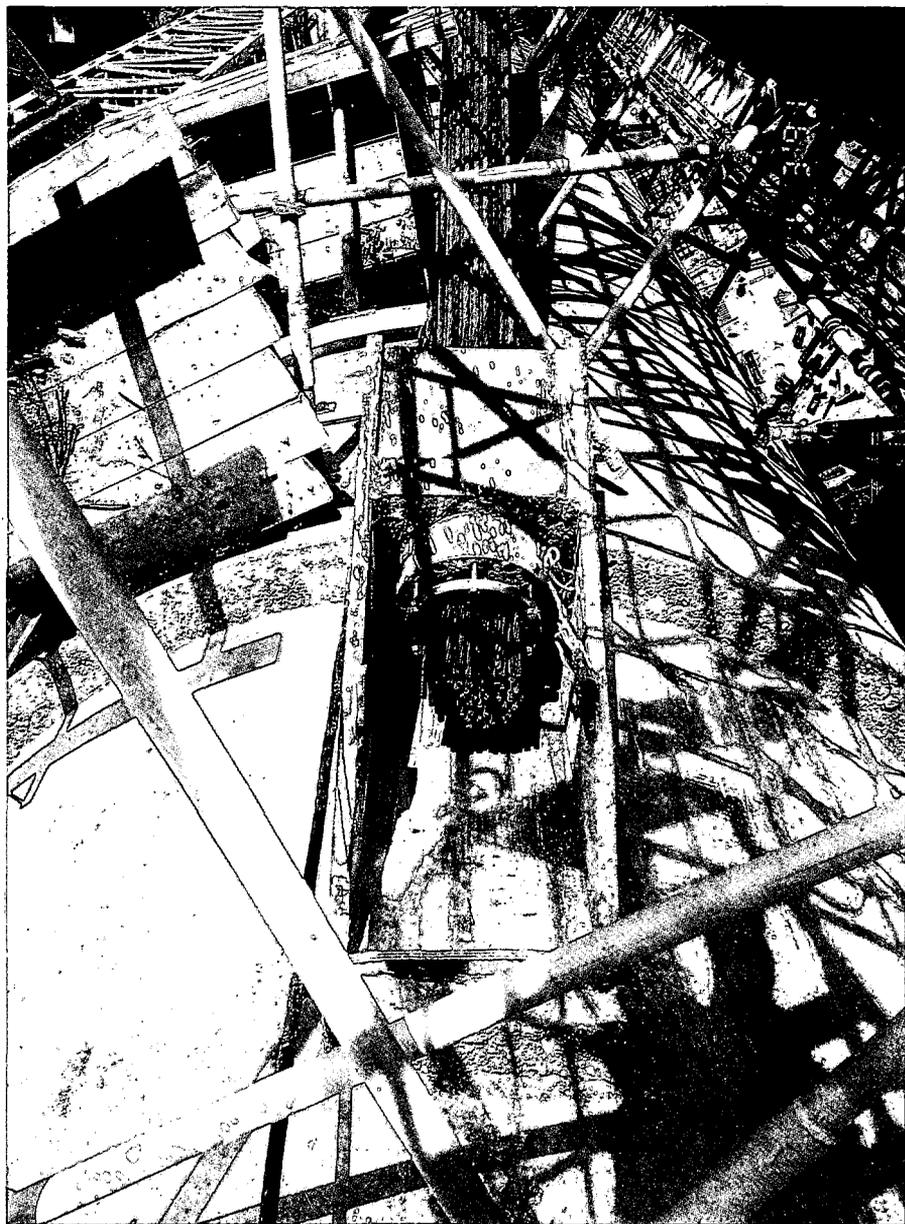


Figura n.º 16

El enlace con el fuste, en los dos primeros niveles se consigue a través de unas piezas metálicas especiales, concebidas con un diseño análogo al de las empleadas en las uniones del edificio con el fuste de hormigón, que se colocan desde el interior de dicho fuste en unas ventanas dejadas a tal efecto. El último sistema de atirantamiento provisional se ancla en la pieza metálica de transición entre el hormigón y el mástil metálico de coronación (Figuras n.º 15 y 16).

Los cables del primer nivel se anclan aprovechando tres de los macizos que, más adelante, recibirán a los tirantes definitivos. El enlace se realiza mediante unas piezas metálicas pretensadas en su extremo inferior a través de una placa contra dichos macizos, mediante barras, y que en su extremo superior reciben los bloques de anclaje de los torones que componen cada tirante (Figura n.º 17).

Para el anclaje inferior de los dos sistemas estabilizantes más elevados, no se consideró conveniente reutilizar los bloques definitivos, pues su posición interferiría con el montaje de los tirantes finales. Por lo tanto se decidió situarlos en planos girados 30.º en planta, con respecto de la posición de aquéllos. Por lo tanto hubo que proyectar nuevos elementos de equilibrio y recepción de sus esfuerzos y para ello, en lugar de recurrir al peso de un macizo de hormigón como en los tirantes definitivos, se decidió realizar un anclaje al terreno (Figura n.º 18).

Este procedimiento permite reducir el tamaño del bloque, lo que es muy ventajoso ya que altera menos el entorno, con lo que facilita la reposición final, y no interfieren con los potentes macizos de anclaje para los tirantes definitivos. Se dispusieron tres zapatas ancladas al terreno a través de 6 cables de 12 torones de 15 mm., en cada una, con una longitud libre de 15 m. y un bulbo inyectado de otros 10 m. En la cara superior de cada zapata se situaron dos piezas metálicas conectadas a unas placas pretensadas con barras a ella que, en su extremo superior, recibían los bloques de anclaje de los torones provisionales (Figura n.º 19).

Este procedimiento permite reducir el tamaño del bloque, lo que es muy ventajoso ya que altera menos el entorno, con lo que facilita la reposición final, y no interfieren con los potentes macizos de anclaje para los tirantes definitivos. Se dispusieron tres zapatas ancladas al terreno a través de 6 cables de 12 torones de 15 mm., cada una, con una longitud libre de 15 m. y un bulbo inyectado de otros 10 m. En la cara superior de cada zapata se situaron dos piezas metálicas conectadas a unas placas pretensadas con barras a ella que, en su extremo superior, recibían los bloques de anclaje de los torones provisionales (Figura n.º 19).

El esfuerzo mínimo al que podían llegar los tirantes provisionales se limitó a un valor tal que, considerando la no linealidad que introduce su inclinación, el módulo de elasticidad aparente E, no descendiera por debajo de  $1,5 \cdot 10^6$  kp/cm<sup>2</sup>. Con esa magnitud la rigidez que proporcionaban al fuste era la adecuada para garantizar su estabilidad. Con ello la tracción sobre el bloque de anclaje de los dos tirantes superiores alcanza el valor de 650 toneladas sin viento, elevándose a 1.000 t., en caso de que actuara aquél.

La composición de los tirantes provisionales varía entre 45 y 85 torones de 15 mm. que dado el corto plazo en que debían utilizarse y las tensiones relativamente bajas a que se tesaron, se colocaron sin ningún tipo de protección. Su puesta en tensión se llevó a cabo con el mismo procedimiento previsto para los definitivos (Isotensión con gato Unifilar), calculando previamente cuál era el máximo desequilibrio de esfuerzos admisible, entre tirantes de un mismo nivel, que se produce por la imposibilidad de tesar simultáneamente los tres elementos. Este desequilibrio depende del número de cordones ya colocado, y es tanto mayor cuanto lo es aquél. Se previeron seis etapas de control, donde se debían regularizar los esfuerzos introducidos, aunque no fue necesario realizar tal operación.

Figura n.º 17

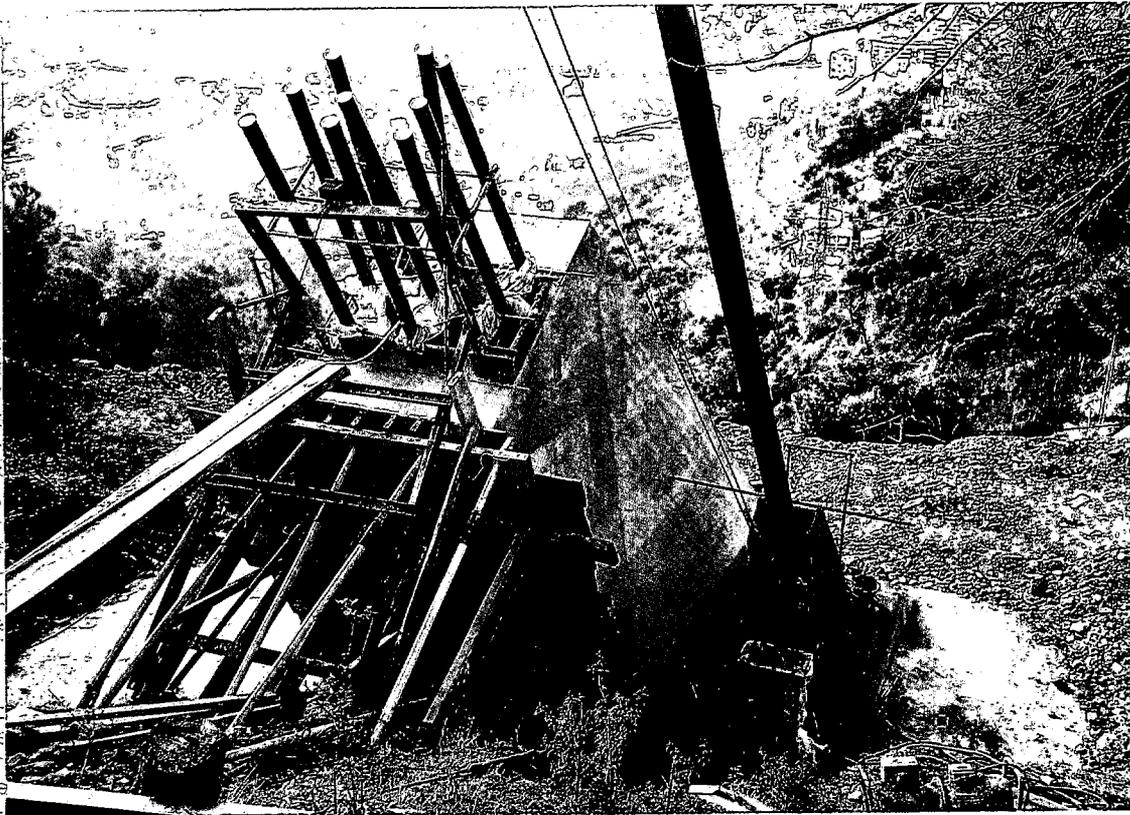


Figura n.º 18

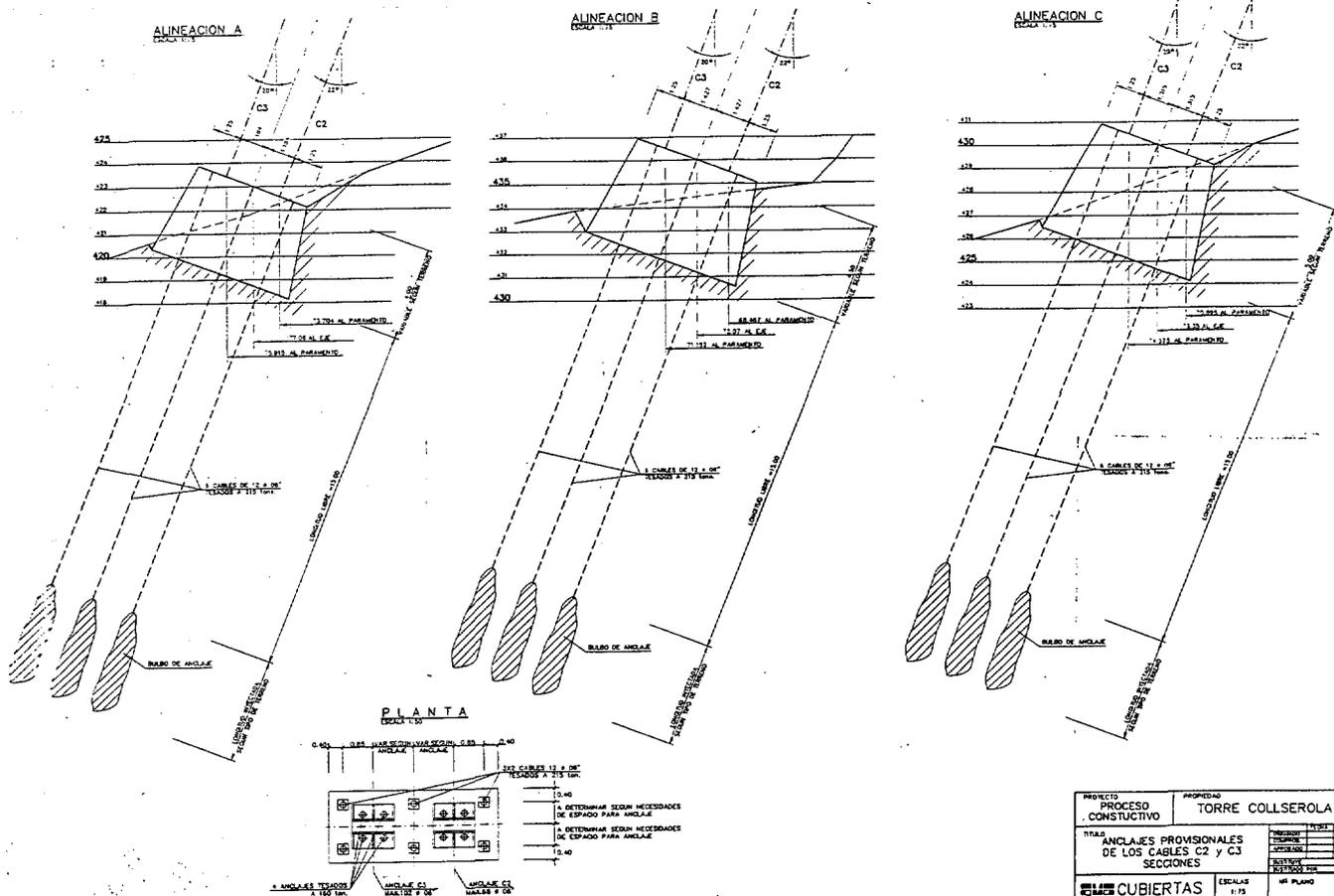
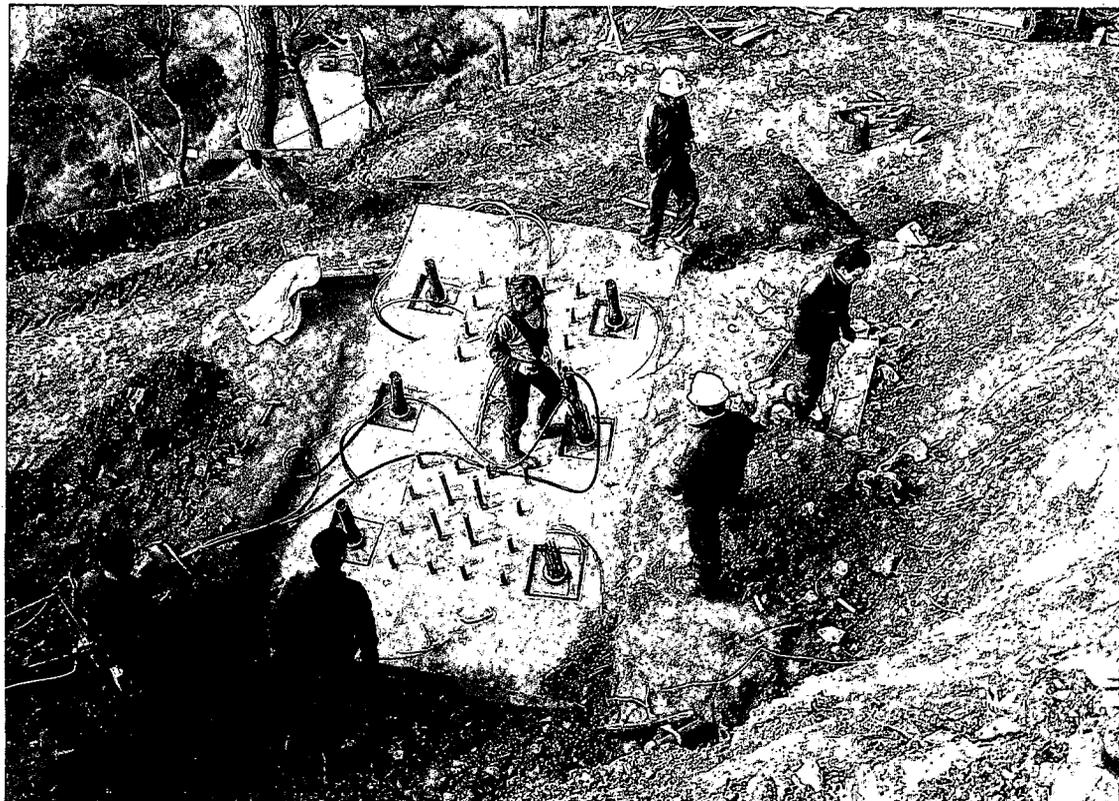


Figura n.º 19



#### 4.5. La estructura metálica

##### Proceso constructivo por elevación completa del edificio y doble telescopado de mástil

La idea para su realización se basó en el aprovechamiento máximo de las posibilidades ofrecidas por el punto que corona el fuste de hormigón —realizado previamente mediante encofrado deslizante en la forma descrita— para, al modo arquimediano «de mover el mundo mediante un punto de apoyo», izar desde el mismo a todo el edificio y empujar al mástil metálico superior durante el proceso de telescopado. Con este proceso constructivo, al eliminar prácticamente todas las operaciones de ejecución a gran altura, aparte de la especial espectacularidad de la construcción, se conseguía un elevado grado de seguridad, precisión, calidad y control, con costes y plazos muy favorables.

Para llevar a cabo esta realización fue preciso adoptar un nuevo esquema estructural, perfectamente aceptado por Norman Foster puesto que apenas se introducían modificaciones en el aspecto aparente del edificio.

Las principales modificaciones estructurales fueron:

1. Sustitución de todas las unions soldadas de las plantas del edificio al fuste (especialmente de las plantas principales 1.ª, 5.ª, 9ª y 13.ª que exigían grandes anillos incorporados al fuste de hormigón, con un elevado número de paradas en su deslizamiento, elevación de unidades muy pesadas y enorme cantidad de trabajo de gran respon-

sabilidad a grandes alturas) mediante la incorporación de tres nuevos soportes interiores adyacentes al fuste, que permitían desligar totalmente a éste del edificio, creándose una megaestructura metálica autónoma constituida por tres potentes celosías verticales, situadas en planos a 120.º en planta, que arrancan de los puntos de anclaje de los tirantes y tienen sus montantes en las plantas principales antedichas. El resto de las plantas intermedias se apoyan mediante articulaciones en los soportes que constituyen los cordones de las celosías, eliminando sus uniones con el fuste de hormigón.

Los nuevos soportes recibían directamente en su extremo superior los anclajes de los cables de elevación que, al estar prácticamente pegados al fuste de hormigón, permitieron situar de forma muy sencilla los gatos de izado en la coronación del fuste, a través de la gran pieza en «copa» diseñada especialmente para todos estos efectos (Figura n.º 9).

2. La nueva conformación autónoma del edificio metálico, además de garantizar una ejecución sencilla del mismo, permitía que su vinculación con el fuste se efectuara en un número mínimo de puntos, precisamente en los 12 nudos de contacto de las grandes celosías con dicho fuste.

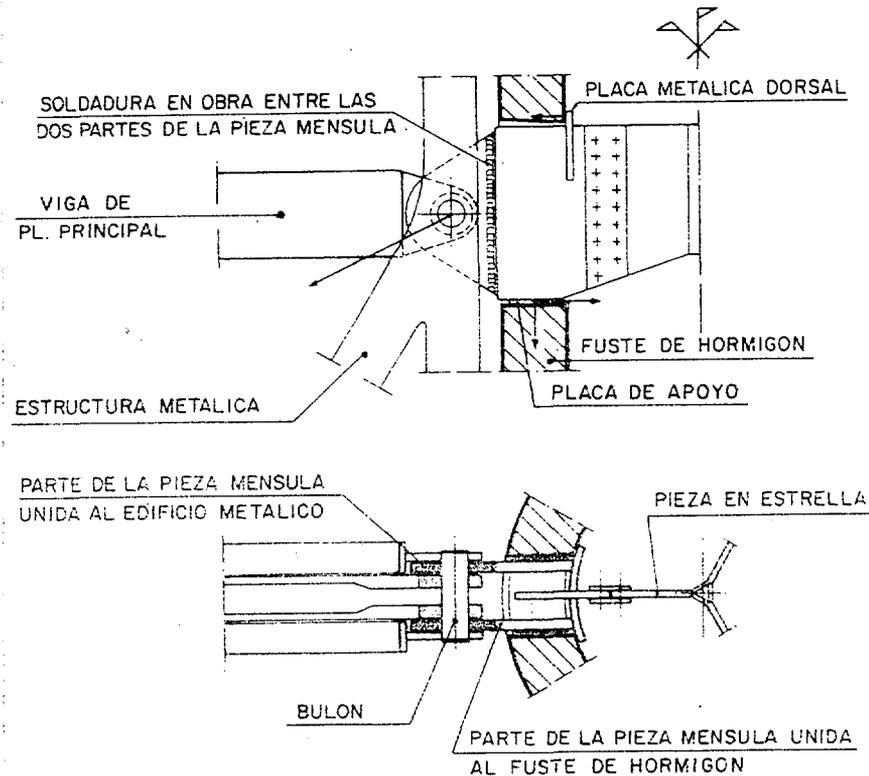
Se diseñaron para ello unos apoyos articulados en ménsula que, sobresaliendo del fuste a través de alveolos provisionales efectuados durante la ejecución deslizada y que posteriormente se hormigonaron (Figura n.º 20), se unían a la estructura metálica del edificio, a través de grandes bulones de acero especial.

Estas ménsulas se empotran al fuste mediante un dispositivo de transferencia de tracciones por placas dorsales interiores de reparto, y basas de apoyo en el umbral de los huecos; complementándose el dispositivo de transferencia mediante la interconexión de las tres ménsulas de cada piso principal a través de estrellas metálicas de tres brazos, que permiten equilibrar gran parte de los esfuerzos de tipo simétrico, y reducir solicitaciones locales sobre el fuste en los casos de carga asimétricos.

3. Para impedir durante la elevación del edificio el basculamiento vertical de las celosías principales, solicitadas de puntos no alineados con su centro de gravedad de masas (Figura n.º 21), la estructura de las plantas de piso fue modificada, pasando las losas simples del proyecto a forjados mixtos de hormigón y chapa nervada, los cuales se conectaron a su vez, formando vigas balcón mixtas, con los perfiles principales periféricos, que se redujeron de dimensiones.

Se crearon así en todas las plantas diafragmas anulares completos que arriostraban de forma perfecta —a modo de farolillo chino— a los sistemas principales de la gran estructura metálica permitiendo su movilización vertical completa, la eliminación de celosías horizontales secundarias y, lo que es muy importante, una perfecta interacción con las celosías dispuestas en las fachadas (Figura n.º 22) para reducir las luces de las vigas periféricas externas, que van suspendidas de los soportes principales exteriores a los tercios de la luz, y transferir las acciones de desequilibrio de cargas entre plantas al conjunto de éstas.

4. La rigidización de las plantas, con su notable redistribución de esfuerzos entre las mismas a través de las celosías de fachada, junto con la presencia de los soportes interiores, permitieron definir los dinteles de las plantas mediante perfiles de vigas paralelos, a excepción de la planta primera, en la cual la hipótesis de rotura de un cable introduce torsiones excesivas incapaces de



ser asumidas por los sistemas antedichos; debiendo mantenerse en esta planta la disposición en V de los perfiles prevista en el proyecto inicial para todos los dinteles. No obstante, se prescindió del soldeo al fuste, limitándose las uniones externas a la eventual transferencia de compresiones a través de placas de reparto, dependiendo del signo de los esfuerzos producidos por la rotura del cable (Figura n.º 23).

Figura n.º 20. Disposición de las piezas ménsulad y en estrella de una planta principal.

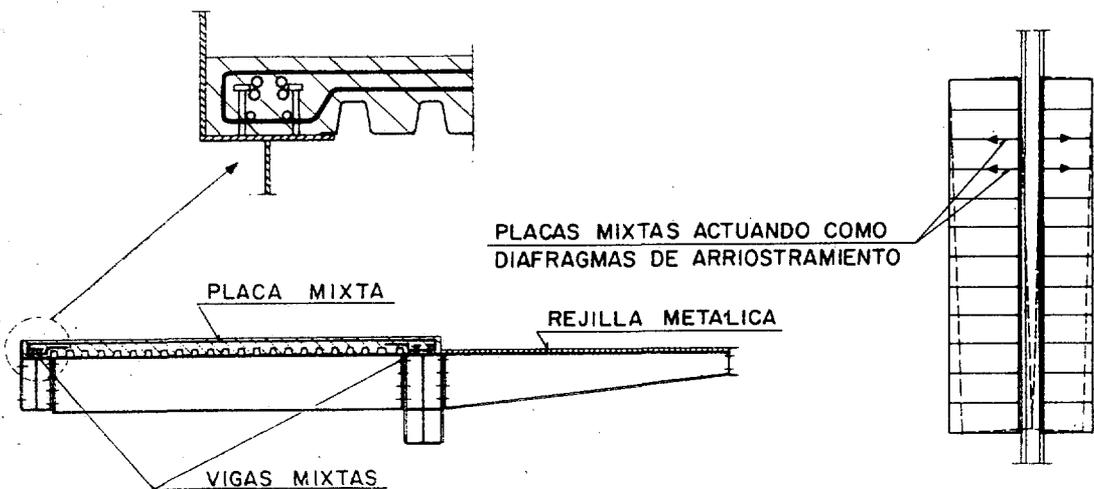
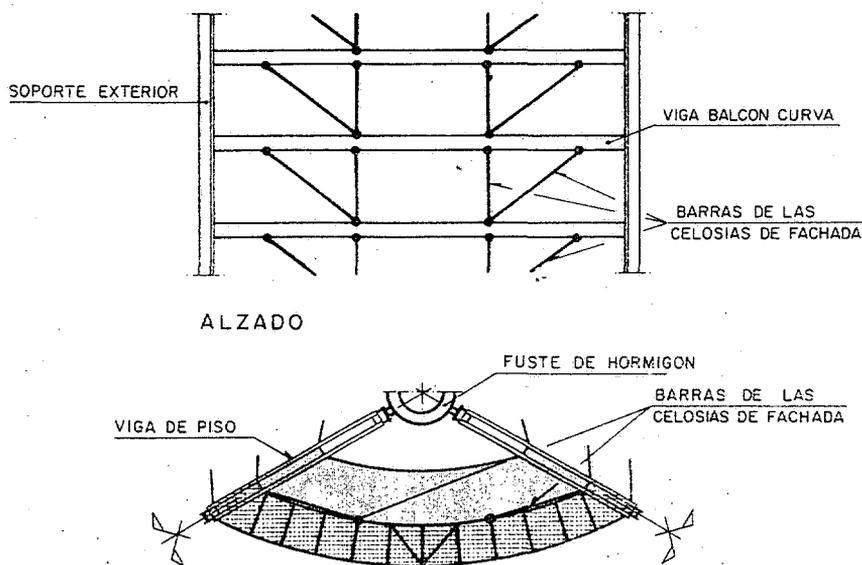


Figura n.º 21. Diafragmas mixtos del edificio metálico.



**Figura n.º 22. Celosías de rigidización y suspensión de las piezas de fachada.**

5. Los detalles extremos y de unión de las piezas de mástil fueron modificadas para permitir los deslizamientos, entre sí y con el fuste de hormigón, durante las fases de elevación, telescopado y fijación.

El proceso constructivo completo de la estructura se describe con detalle en las siguientes fases, que comentan ligeramente complementando lo expuesto anteriormente (los números de los párrafos siguientes corresponden a las fases expuestas en la Figura n.º 8, mientras que las letras se refieren a operaciones inclinadas en dichas fases):

1a. Hormigonado del fuste hasta 47,15 m., con ayuda de la grúa torre de 7,5 t. de carga máxima, creciente y arriostrada con dicho fuste; altura

ra adecuada para poder introducir mediante grúas, automóviles auxiliares los elementos del mástil metálico.

1b. Introducción en el fuste de los tramos tubular (Figura n.º 24) y de celosía, previamente formados en obra cada uno mediante dos segmentos unidos por tornillos de alta resistencia; el tramo de celosía se introducía en el tubular empleando los sistemas de carriles y ruedas previstos para el telescopado. El borde inferior del conjunto metálico se situó a 1,40 m. de altura de manera de hacer coincidir las puertas de acceso del fuste y del mástil tubular, con objeto de acceder al interior y mantener una perfecta revisión y control de todas las futuras maniobras.

Protección del sistema tubular mediante diafragma de madera por encima del mismo.

2a. Continuación del hormigonado del fuste hasta los 98 m. de altura, máxima admisible en voladizo libre por este elemento.

2b. Colocación del primer grupo de tirantes provisionales (C1) de arriostramiento del fuste; tres cables de 52-43-52 cordones  $\phi 15$  mm. respectivamente con un pretensado de 344 t., anclados a 90 m. de altura. Para el anclaje inferior se utilizaron los macizos de los cables G1 en puntos ligeramente desalineados de éstos.

3a. Comienzo del montaje de la estructura metálica, dispuesta sobre los soportes auxiliares para lograr la altura adecuada para el paso y trabajos en la plataforma inferior y realizar el posicionamiento correcto de los elementos de anclaje de los tirantes definitivos inferiores (Grupos G1 y G2) (Figura n.º 25).

3b. Continuación del hormigonado del fuste hasta la altura de 197,3 m., máxima admisible en voladizo asistido por los cables C1. En las alturas 162,10 m. y 179,90 m. se efectuaron las modificaciones de espesor de pared: de 75 a 50 cm. y de 50 a 30 cm., respectivamente, manteniéndose el diámetro interior constante de 3m.

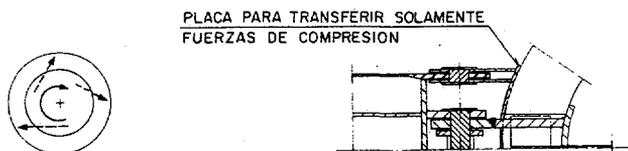
3c. Colocación del segundo grupo de arriostramientos provisionales C2, formados por tres cables de 67-62-65 cordones de  $\phi 15$  mm. respectivamente, anclados a la altura de 180 m. y tensados a 320 t. El anclaje inferior se realizó sobre elementos provisionales vinculados al terreno mediante anclajes al mismo.

4a. Continuación del montaje del edificio metálico y hormigonado de sus forjados mixtos. El edificio se arriostraba al fuste por medio de los mismos pórticos pretensados de bloqueo que se emplearían durante el proceso de elevación.

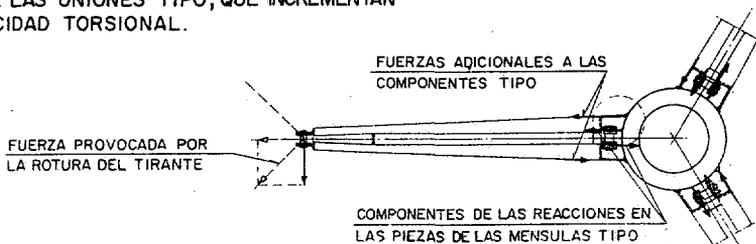
4b. Final del hormigonado del fuste a la altura 205,5 m., incorporando en su extremo los tornillos de alta resistencia para bloqueo de la pieza de remate, «copa».

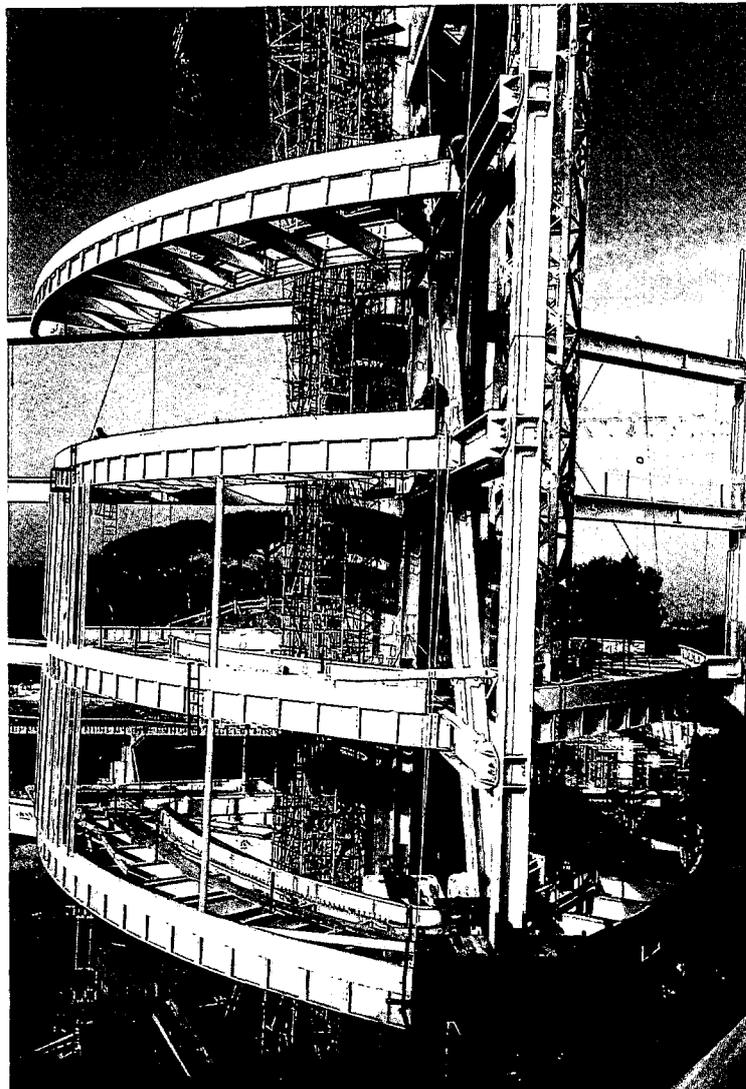
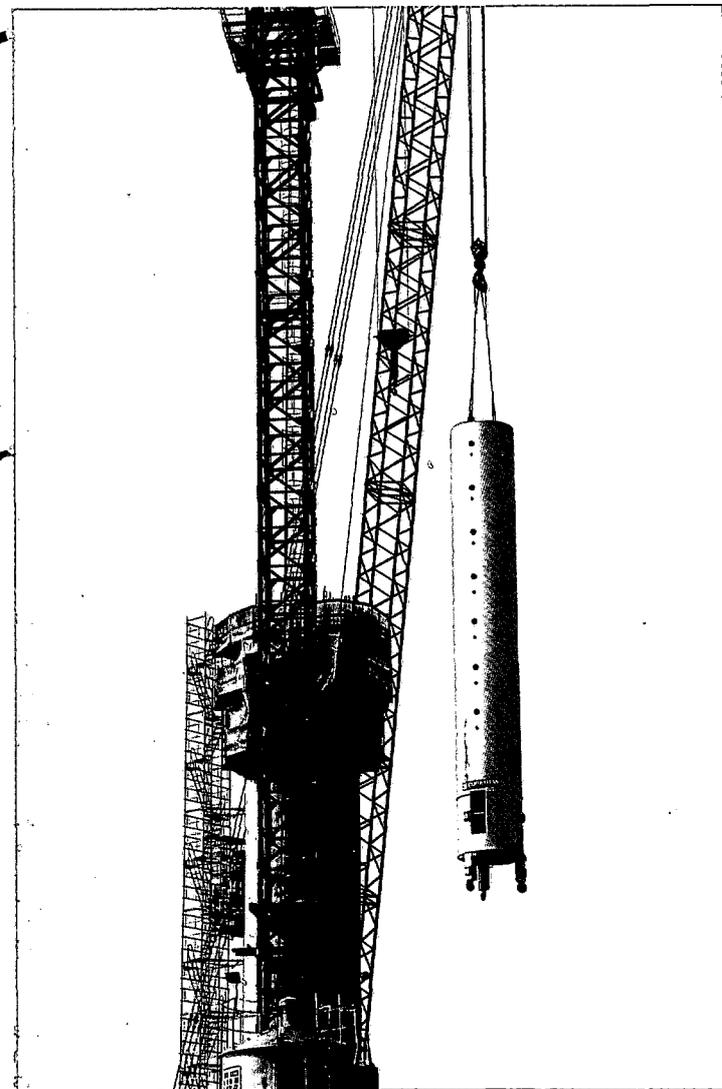
4c. Colocación de la pieza «copa», con un peso total de 27 t., en 5 fases para mantener el

**Figura n.º 23. Sistema especial de las vigas de planta primera para colaborar en la resistencia a la eventual rotura de un tirante principal.**



COMPONENTES DE LAS FUERZAS ADICIONALES A LAS DE LAS UNIONES TIPO, QUE INCREMENTAN LA CAPACIDAD TORSIONAL.





peso límite de 7,5 t. requerido por la grúa torre. Soldeo y apretadura de tornillos para su fijación al fuste (Figura n.º 26).

4d. Colocación del tercer y último grupo de cables provisionales de arriostamiento C3, formado por 3 unidades de 100-94-97 cordones  $\varnothing$ 15 mm. respectivamente, tesados a 375 t., y anclados a cartelas provisionales dispuestas en la copa. Los anclajes inferiores eran semejantes a los del grupo C2.

4e. Eliminación de los tirantes C1. El fuste de hormigón arriostrado en su coronación por los grupos C2 y C3 era adecuado tanto frente a las acciones aisladas de viento, como al conjunto de éstas y la carga del izado del edificio transmitido en su extremo superior.

4f. Finalización de la estructura metálica del edificio e incorporación de parte de los materiales no resistentes; las condiciones de diseño y acabados arquitectónicos retrasaron la inclusión de los cerramientos que se pensaban izar junto con la estructura.

5a. Elevación del conjunto del mástil replegado, con un peso total de 120 t. (Figura n.º 27), hasta su enrase con la cota de coronación del fuste de hormigón. Se emplearon para ello 6 gatos VSL de 30 t. situados en la plataforma superior de la copa. Los 6 cables de izado (constituidos

Figuras n.º 24 y 25

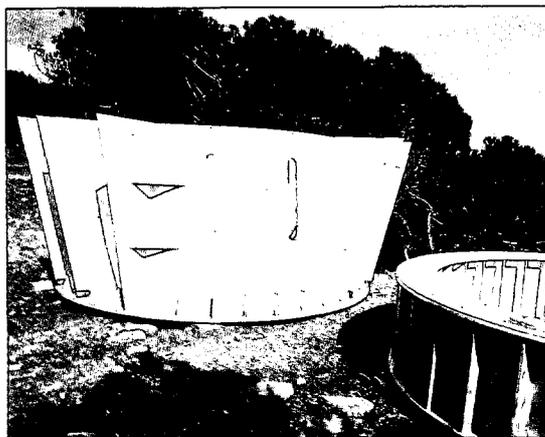


Figura n.º 26

Figura n.º 27



cada uno por 3 cordones de  $\varnothing 15$  mm.), anclados al borde inferior del conjunto del mástil, atravesaban mediante ranuras el cuerpo cónico de la pieza copa, para situarse en el perímetro interior del fuste.

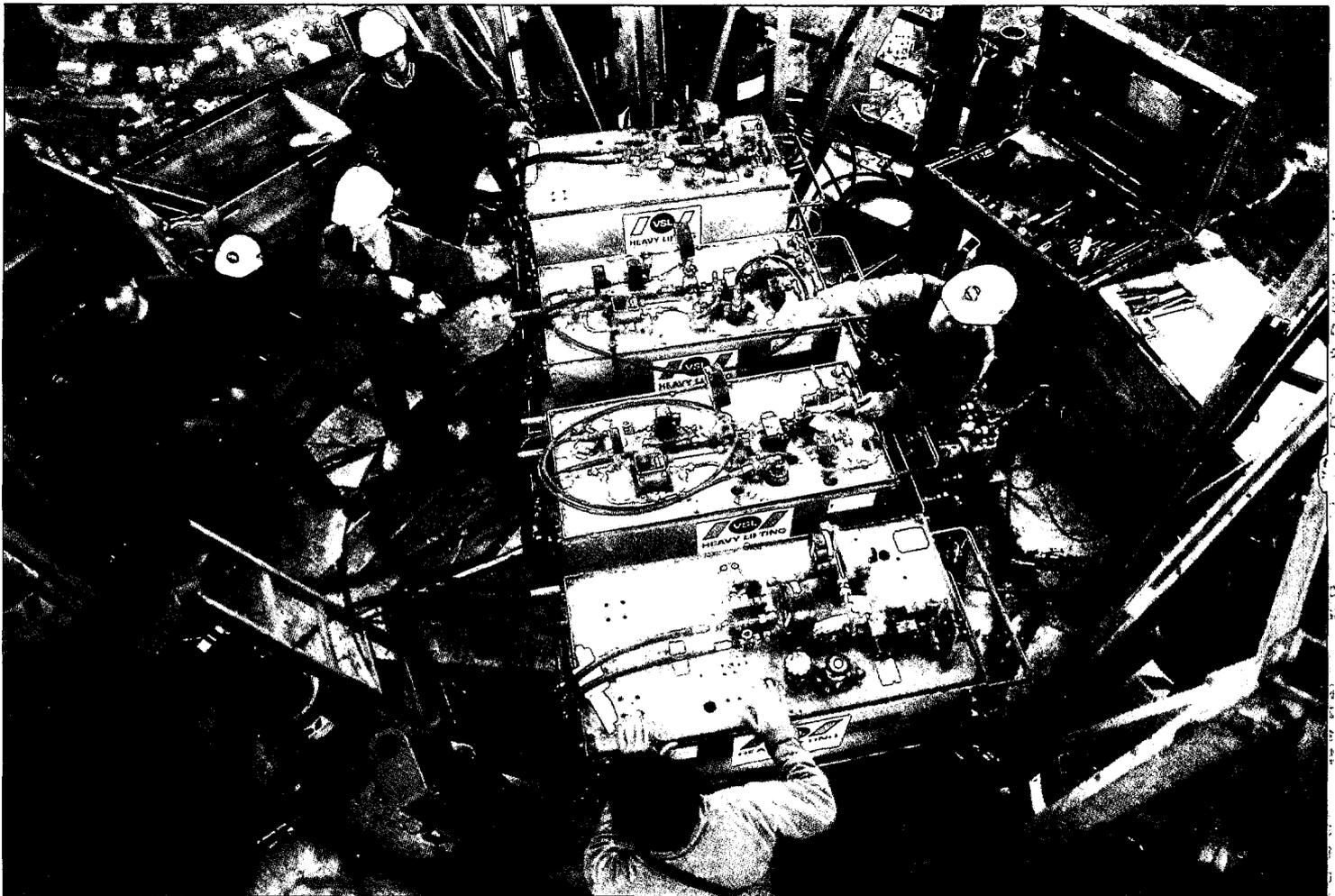
El guiado del cuerpo del mástil se efectuaba mediante un doble juego de grupos de ruedas, situados en los bordes inferior y superior del conjunto, que rodaban sobre la superficie interior del fuste de hormigón.

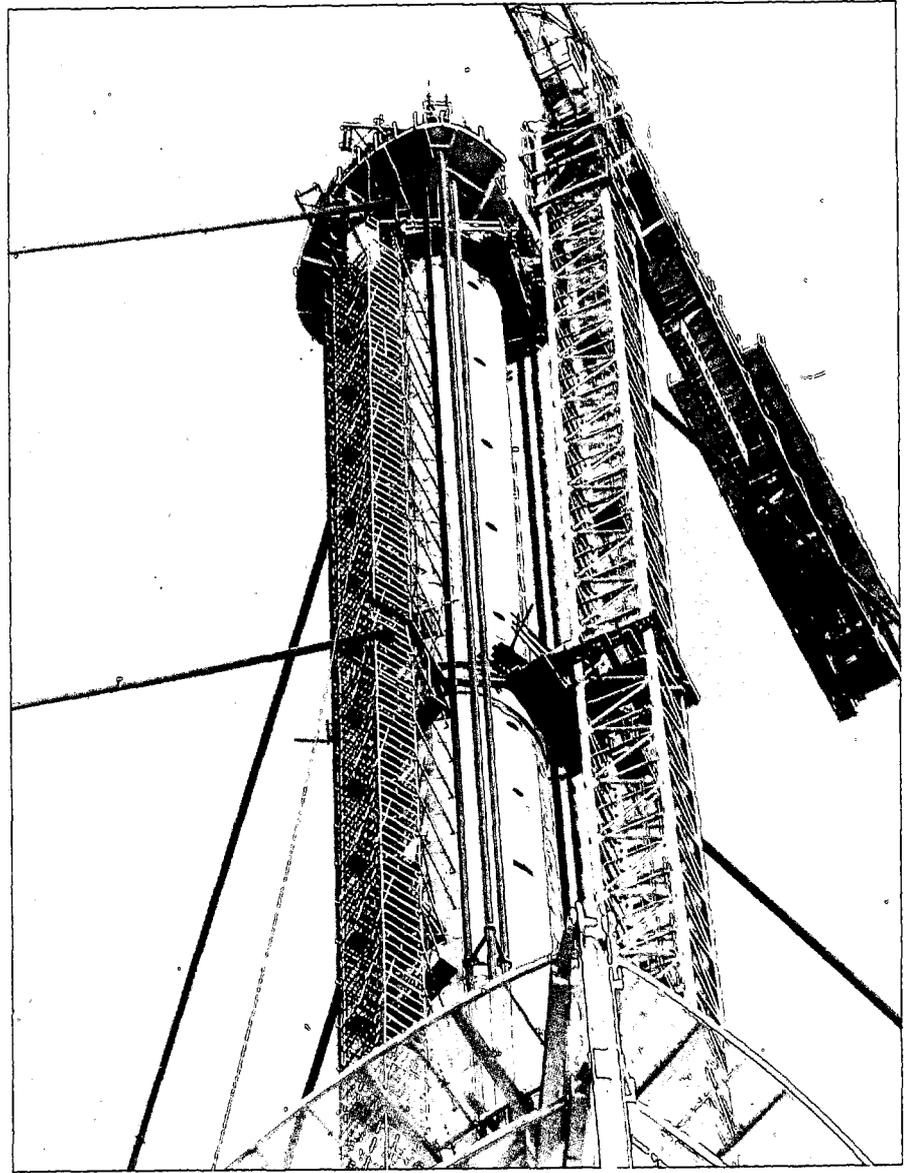
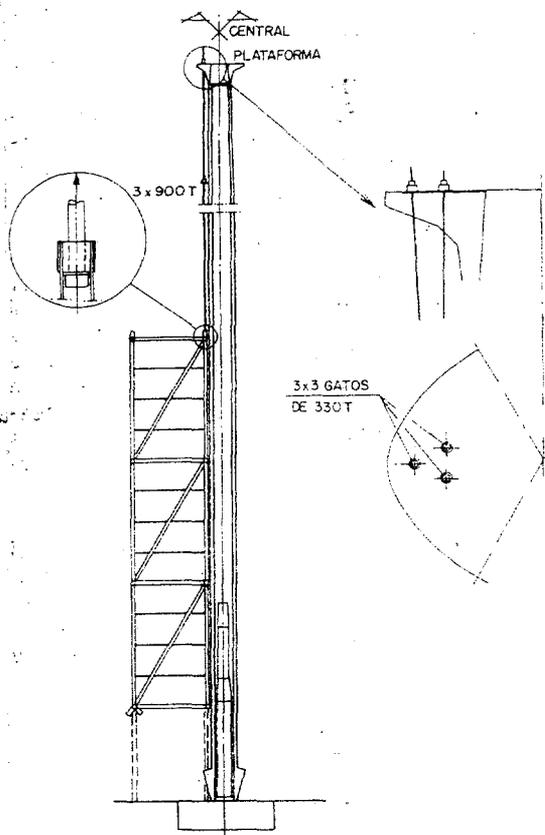
5b. Disposición, a través de su elevación por el interior del tubo mediante polipasto colgado del mástil cilíndrico, de las piezas de apoyo de las ménsulas de las partes principales. Piezas que se colocaban retraídas al borde los alveolos, y sobre placas flotantes de teflón y porexpán para, después de completarse el izado, empujarlas hacia afuera hasta su contacto con las piezas de la estructura que completan el conjunto.

5c. Posicionamiento del sistema de izado del edificio: gatos, cables, desviadores, anclajes, grupos de presión, enrolladoras, etc. (Figura n.º 28).

Disposición y pruebas del sistema de bicicletas, especialmente diseñado para lograr el guiado y

Figura n.º 28





control del edificio mediante rodadura sobre la superficie exterior del fuste de hormigón.

**6a.** Izado del edificio con un peso real total de 2.700 t., mediante un grupo de 9 gatos VSL de 330 t. de capacidad dispuestos junto con las bombas de presión en la plataforma superior de la copa a la altura 205 m. (Figura n.º 29). La elevación se efectuó en cuatro jornadas de unos 20 m. cada una con una velocidad media aproximada de 2,5 m/hora (Figura n.º 30).

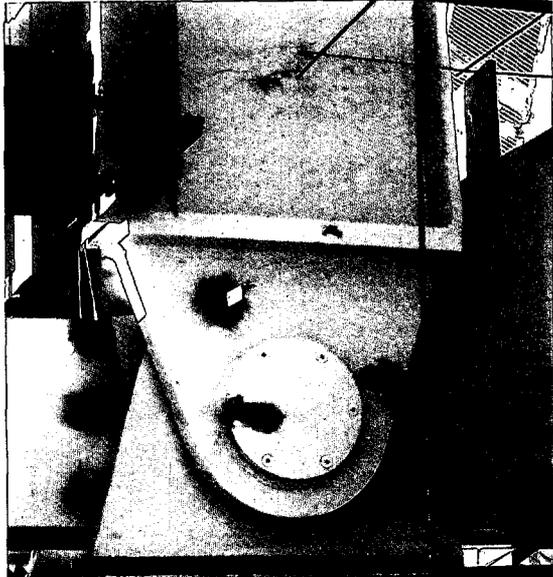
Los sistemas de bicicletas y pórticos pretensados de bloqueo para control fueron en cada jornada activados y desactivados, hasta su bloqueo final provisional al término de la elevación.

**6b.** Enfrentado de las piezas ménsulas de recepción con las orejetas situadas en los nudos de las plantas principales del edificio (Figura n.º 31).

**6c.** Elevación por el interior del fuste de las piezas en estrella que interconectan las tres piezas ménsula de cada planta principal. Fijación y apretadura de los tornillos de alta resistencia de las uniones (Figura n.º 32).

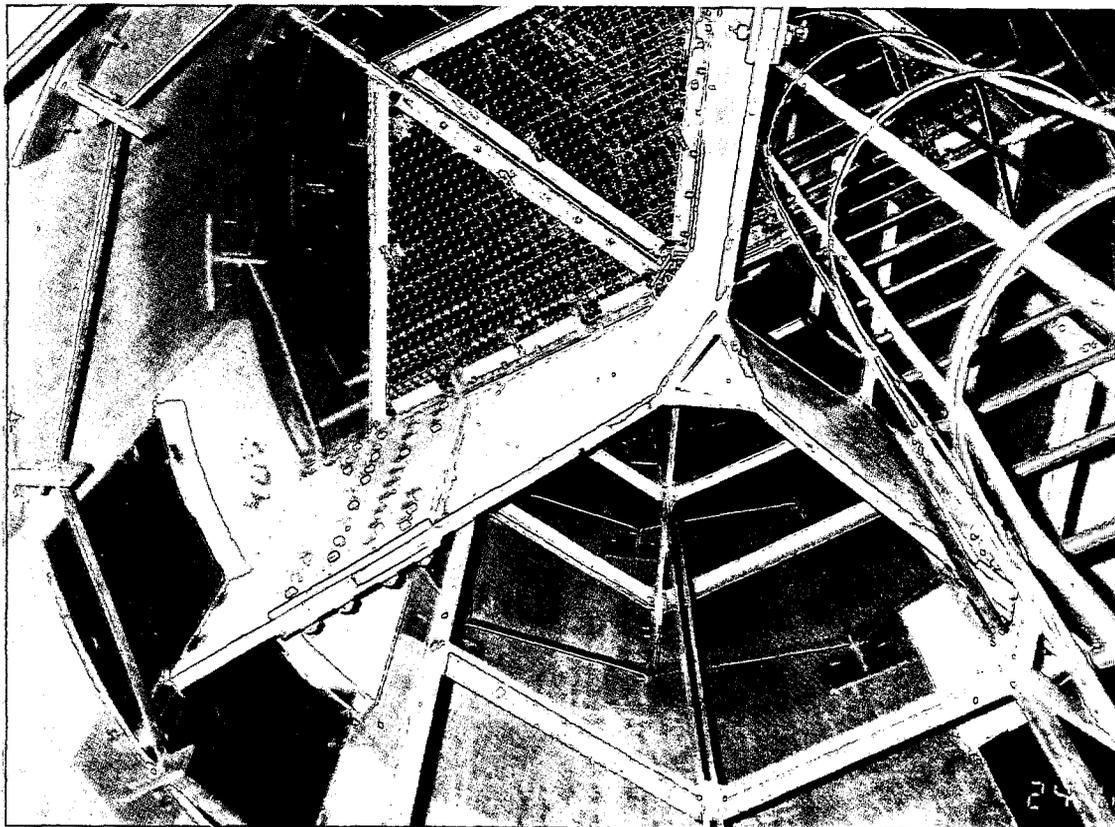
**6d.** Unión provisional de los sistemas de ménsulas de cada planta y retirada de los apoyos flotantes de las mismas para conseguir un movimiento relativo nulo del edificio con el sistema ménsular durante toda la operación de soldeo; sin

*Figura n.º 29. Dispositivo de elevación del edificio. A la derecha, figura n.º 30.*



*Figura n.º 31*

Figura n.º 32



que se produjeran apoyos parásitos sobre el edificio provocados por las variaciones térmicas de los cables de izada, viento, etc.

**6e.** Soldeo continuo de las dos partes de ménsulas, con procedimientos de control de precalentamiento y verificación de la transmisión limitada de calor a los bulones de alta resistencia de las grandes articulaciones.

**6f.** Operación de transferencia del edificio al fuste en forma secuencial de abajo arriba en las cuatro plantas principales, mediante sucesivo bloqueo, con chapas, de las ménsulas en las chapas metálicas previstas en los umbrales de los alveolos del fuste; y rejuntado de las placas dorsales con morteros autonivelantes de alta resistencia.

**6g.** Retirada del sistema de izado del edificio y colocación de los topes antiviento contra el fuste en las plantas secundarias y de torsión en la planta primera.

**6h.** Relleno de hormigón de los alveolos del fuste que albergan las ménsulas; los últimos diez centímetros mediante morteros autonivelantes.

**7a.** Comienzo del montaje y tesado de los cordones de los cables definitivos G1 y G2 a 650 t., en secuencias apropiadas para no distorsionar o flectar en exceso al sistema; y combinándose con la eliminación, también gradual y equilibrada de los tirantes C2 y C3.

**7b.** Finalización del montaje de los tirantes G1 y G2, retesado definitivo, colocación de amortiguadores y bridas.

**7c.** Montaje de los anclajes y premontaje de los 7 cordones de twaron de cada uno de los cables G3.

**7d.** Desmontaje de la grúa torre, imposible de funcionar una vez tesadas las unidades G3.

**7e.** Tesado de los cables G3 a 300 t. en la secuencia apropiada, de forma que la plataforma de la copa queda rígidamente vinculada al edificio.

**8a.** Deslizamiento telescópico del elemento de celosía del mástil, rodando por el interior del elemento tubular, mediante 4 gatos de 10 t. apoyados sobre el propio sistema tubular.

**8b.** Fijación del elemento de celosía al tubular mediante tornillos de alta resistencia y soldeo adicional de protección.

**8c.** Deslizamiento del mástil completo mediante sistemas de ruedas en su extremo inferior y en la plataforma exterior de la copa. Patines de bronce grafitado como garantía frente a la presencia de solicitaciones de viento de importancia durante el proceso.

**8d.** Soldeo final del anillo inferior del mástil a la copa y relleno de mortero de la zona superior cilíndrica de contacto entre ambos elementos. Final de la ejecución de la estructura.

#### 5. Cálculo de la estructura

El cálculo de la estructura modificada para el proceso ejecutivo se llevó a cabo mediante dife-

rentes análisis de tipo global, parcial o local y en relación a los diferentes estados de ejecución, estructura terminada y redistribuciones diferidas.

En efecto, el sistema estructural híbrido, requiere el análisis de los fenómenos reológicos de fluencia y retracción vinculados de forma activa con el proceso evolutivo de la construcción del edificio, además de los estudios de carácter tanto estático como dinámico de la estructura completa:

Los principales tipos de análisis realizados fueron:

### 5.1. Análisis dinámico completo de la estructura<sup>(1)</sup>:

#### 5.1A. Análisis modal

Frecuencia fundamental	0,30 Hz (Flexión)
2.º Modo	0,56 Hz (Flexión)
3.º	0,59 Hz (Torsión)
4.º	0,77 Hz (Flexión)
5.º	1,16 Hz (Flexión)
6.º	1,69 Hz (Flexión)
7.º	2,02 Hz (Torsión)

Los modos segundo y tercero a pesar de poseer frecuencias muy similares presentan configuraciones tan dispares que su acoplamiento es prácticamente imposible.

Comparación muy ajustada con los resultados de los estudios aeroelásticos en túnel de viento efectuados en el BMT Fluid Mechanics Ltd y en los Laboratorios de la Universidad de Oxford.

5.1B. Vibraciones forzadas en la condición de sollicitaciones de viento con torsión, por la aplicación combinada de los siguientes componentes:

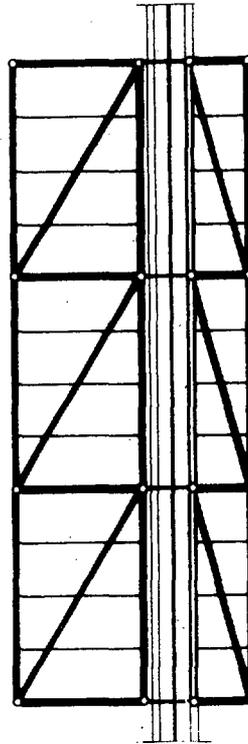
- Respuesta estática al viento medio en una hora.
- Respuesta quasi-estática a las turbulencias con frecuencias por debajo de la fundamental de la estructura.
- Respuesta quasi-resonante de la estructura a su frecuencia fundamental;

que determinaron  $T_{max} = 24.696$  kNm. respecto a los valores estáticos máximos  $T = 29.265$  kNm.

5.3. Análisis estático de la estructura en sus diversas fases de realización mediante análisis planos para las sollicitaciones de tipo simétrico, efectuando la reducción del sistema real a otro ideal que incluía: una celosía de la estructura real y otra virtual o reducida, proyección de las dos ce-

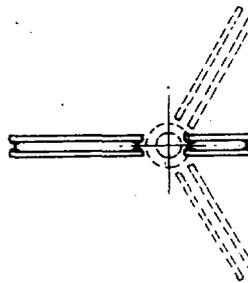
(1) Llevados a cabo por Ove Arup en el modelo simplificado de la estructura completa y confirmados en la estructura modificada.

Figura n.º 33. Esquema de cálculo plano de la estructura modificada.



CELOSIA REAL

CELOSIA IDEAL



losías restantes (Fig. n.º 33), de forma que la respuesta en esfuerzos y movimientos fuera idéntica al sistema real. De esta forma se pudo efectuar un análisis extremadamente completo de todas las sollicitaciones correspondientes a los estados de ejecución, elevación, servicio, situaciones diferidas, etc. con un control muy riguroso de todas las hipótesis de superposición de estados, de acuerdo con un gran número de normas y códigos, dado el carácter excepcional de la estructura, incluyendo condiciones térmicas netas y de gradientes, condiciones reológicas, variación de las condiciones de pretensado de los diferentes grupos, viento con diferentes situaciones de incidencia, etc.

Asimismo, este estudio plano permitió optimizar los sistemas de estrella, mediante la inclusión de barras ideales y muelles que reflejaban la respuesta real producida en la zona de fuste, analizada mediante un control local espacial.

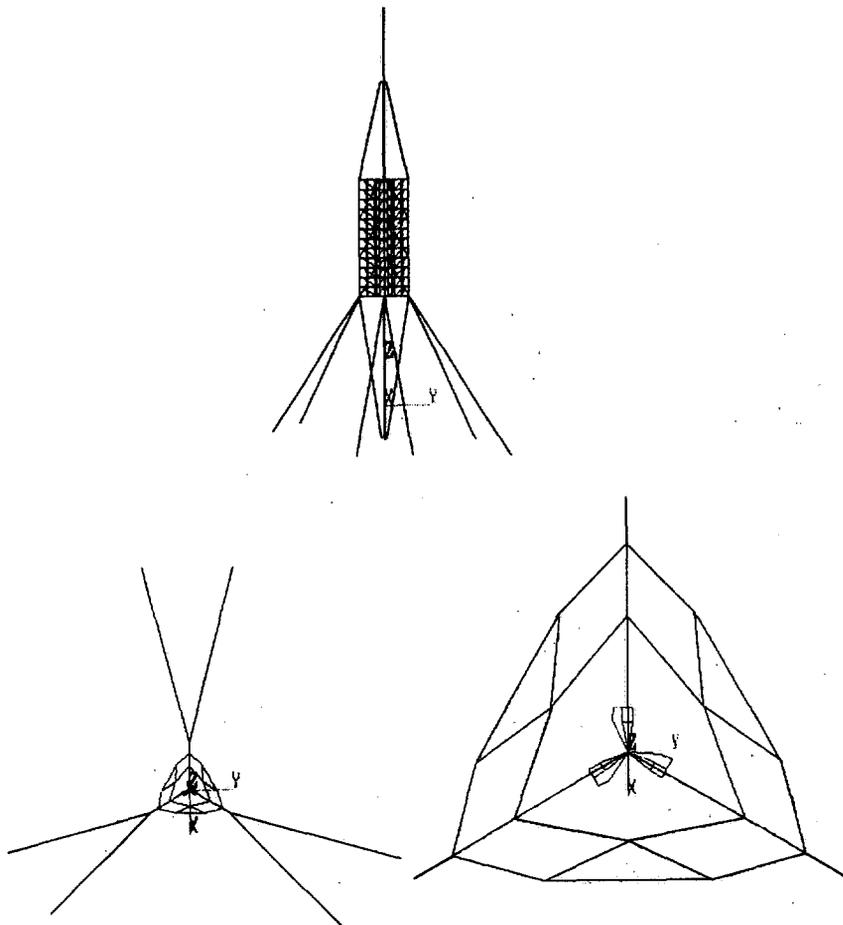


Figura n.º 34. Disposición adoptada para el análisis espacial de la estructura.

5.4. Análisis espacial del conjunto de la estructura para el control riguroso de las solicitaciones no simétricas:

- Viento actuando en dirección normal a un plano principal; el centro de presiones no coincide con el eje del fuste, presentándose situaciones de flexión y torsión combinadas.
- Cargas verticales asimétricas en planta y con distribución profusa en alzado.
- Rotura brusca de un cable.

Estudios mediante programas especiales de barras que consideraban con rigor los procesos de conexión fuste-edificio, las alternativas de planta primera con bloqueo del elemento comprimido únicamente, y una modelización apropiada de los diafragmas de las plantas que reproducían con rigor el reparto flexional y torsional de estos elementos (Fig. n.º 34).

Este tipo de análisis, además de controlar los esfuerzos especiales en los sistemas principales del fuste, uniones y estructura metálica, permitían definir con precisión las solicitaciones de las ce-

losías externas de fachada y comprobar el adecuado reparto de solicitaciones entre las diversas subestructuras del sistema.

5.5. Estudio diferido evolutivo completo teniendo en cuenta todos los aspectos reales del proceso constructivo:

- edades diferenciadas de las diferentes tongadas del fuste, distinguiendo zonas de ejecución diarias;
- tesados y destesados de cables provisionales y definitivos;
- condiciones de elevación y suspensión;
- condiciones de transferencia reales; etc.

que permitió deducir las pérdidas de tensión previsible en los tirantes por los fenómenos diferidos de fluencia y retracción, para su retesado al cabo de 2 años.

Este análisis se efectuó en el esquema plano señalado en el punto 3 mediante el programa especial DIFEV (Ref. 1).

5.6. Estudios locales adicionales llevados a cabo mediante métodos de elementos finitos de las zonas de conexión estructura-fuste, para la determinación de los refuerzos locales de armaduras; estudios de los sistemas mensulares y buzones de las uniones principales; anclajes de los tirantes provisionales; etc.

5.7. Estudio completo de la pieza copa bajo las solicitaciones combinadas de los gatos de elevación del edificio, de suspensión del mástil, de los tirantes provisionales C3 y de los definitivos G3, teniendo en cuenta las condiciones de interacción con las solicitaciones exteriores de viento en elevación, suspensión, etc.

5.8. Análisis de los subsistemas de rodadura y bloqueo del mástil de celosía y tubular en las diversas fases del deslizado del mismo.

#### 6. Aspectos especiales del proceso constructivo y el análisis

Pero además de los aspectos analíticos antes descritos, existían una serie de factores de interés adicional que debían resolverse para llevar a cabo el proceso de izado y transferencia del edificio. Así, pueden citarse:

6.1. Durante el proceso de elevación la estructura —rígida y perfectamente autoestable frente a las solicitaciones de simetría central— debía hacer frente a las acciones asimétricas de flexión y torsión de carga, viento y eventual sismo. Para ello se diseñó un doble sistema de actuación (Figura n.º 35):

Por un lado, un dispositivo de rodadura mediante ruedas actuando sobre la superficie del fuste,

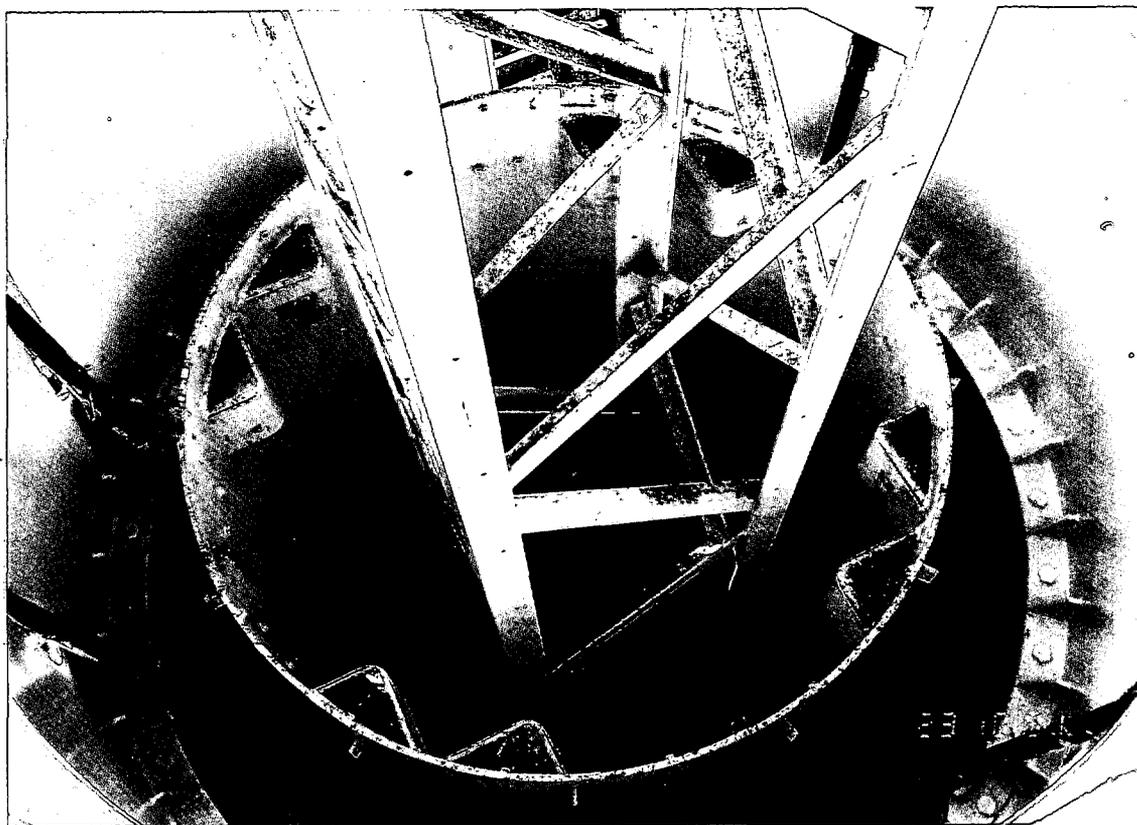


Figura n.º 35

constituido por un grupo de 24 «bicicletas»: parejas de ruedas dispuestas a un lado y otro de cada uno de los nudos principales de vinculación de la estructura metálica al fuste; que, debidamente pretensadas mediante tornillos y resortes de muelles (Fig. n.º 36) para lograr una reacción de contacto inicial de 4 t. por rueda, permitían el avance normal sin paradas con vientos hasta 60 km/hora sin que se presentaran bamboleos oscilantes o rotatorios del conjunto.

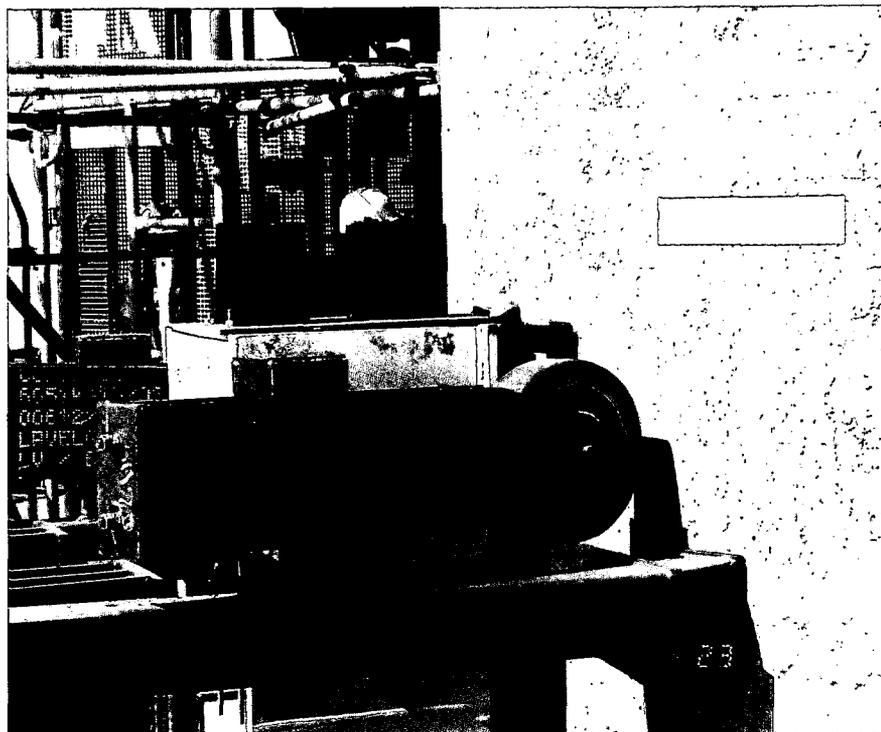
Los muelles permitían absorber, sin variación apreciable, las eventuales irregularidades de la superficie de hormigón —valles, montes, discontinuidades, etc.— aunque previamente se comprobó que su dimensión máxima no excedía de 2 cm.

**6.2.** Por otra parte, caso de que durante la maniobra de elevación del edificio se hubieran producido cambios de las condiciones límites previstas para el viento, y para todas las fases de parada y suspensión del edificio durante las operaciones de vinculación de ménsulas, se contó con un dispositivo de bloqueo o fijación, de gran rapidez de adaptación, que por medio de barras de pretensar y placas de reparto, fijaba la estructura al fuste con acciones de 90 t. en 24 puntos próximos a las ruedas, lo cual permitía resistir vientos hasta 175 km/hora con un  $\gamma_f = 1,25$ . Una vez pasada la situación de emergencia, o al inicio de cada jornada de elevación, se desbloqueaba el sistema y se proseguía la operación de izado.

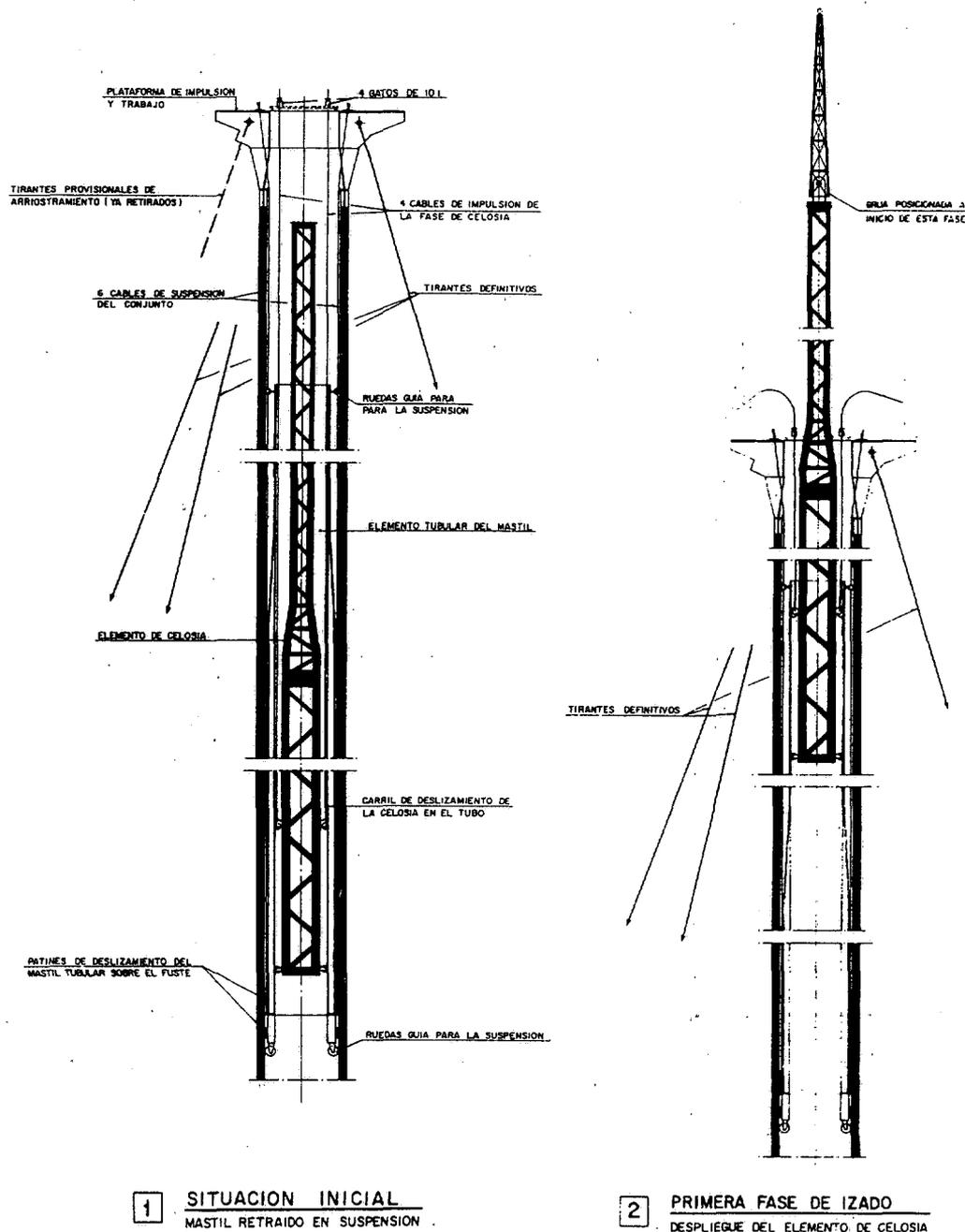
Como ya se ha expresado anteriormente, este sistema se empleó durante la fase de montaje del edificio para el arriostamiento horizontal de la estructura al fuste de hormigón.

**6.3.** La transferencia de las acciones del edificio al fuste pone de relieve las grandes ventajas que ofrecen los procesos de elevación para el control y seguridad de las grandes estructuras, sobre todo cuando su complejidad o empleo de

Figura n.º 36



**Figura n.º 37. Proceso de doble telescopado del mástil metálico.**



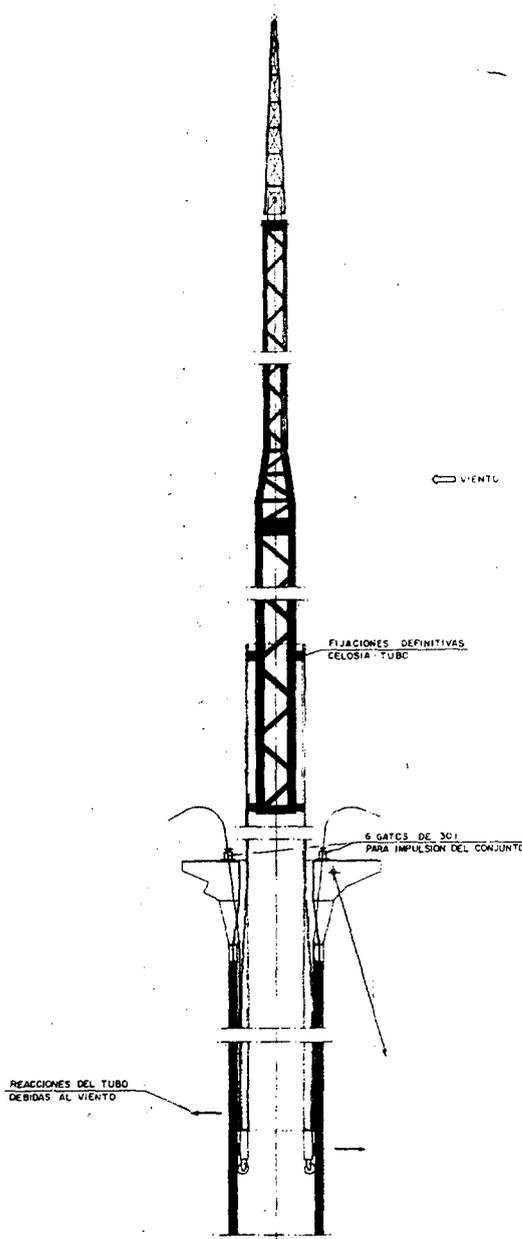
elementos poco conocidos pone en juego respuestas e interacciones difícilmente evaluables.

**En efecto:**

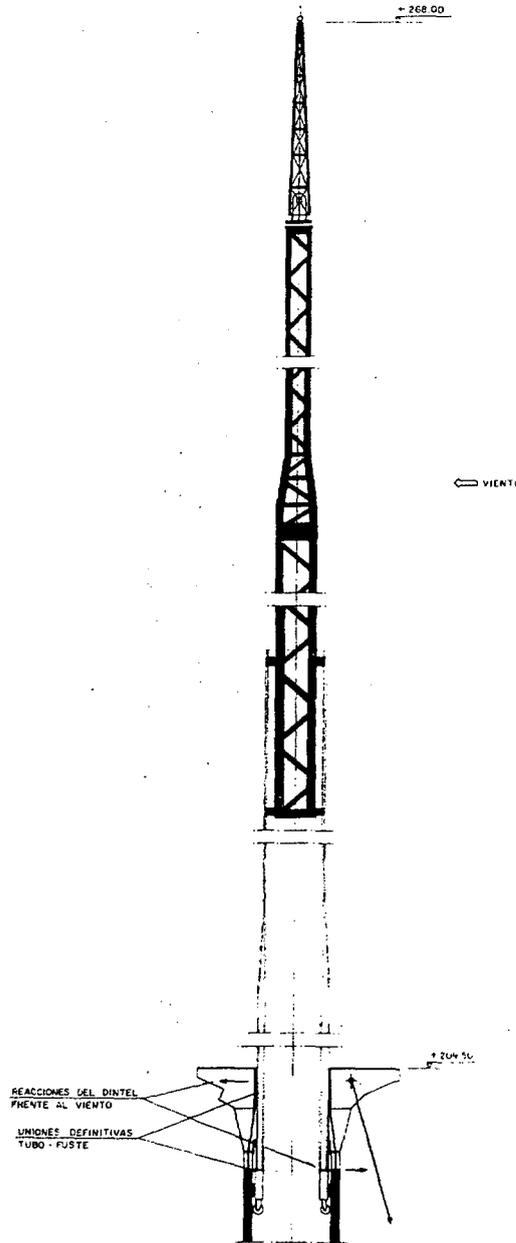
- Por una parte las exigencias en las tolerancias de ejecución suelen ser muy estrictas para lograr una disposición geométrica adecuada para las maniobras de elevación; lo cual comporta un control muy riguroso de la ejecución en taller y su posterior montaje en obra.
- Por otra, la elevación en sí es una prueba de carga muy importante para la estructura,

ya que normalmente incluye un porcentaje notable de las cargas permanentes de la misma; que permite comprobar con su respuesta los principales aspectos del sistema y garantizar un comportamiento adecuado. Cualquier fallo o vicio oculto de ejecución que pudiera existir se hace patente en el primer momento del despegue, permitiendo retornar a la posición inicial y analizar y reparar los puntos afectados.

■ Pero el aspecto más interesante se centra en la maniobra final cuando las acciones de la izada se transfieren al sistema resistente



3 SEGUNDA FASE DE IZADO  
DESPLIEGUE DEL CONJUNTO CELOSIA-TUBO



4 POSICION FINAL

El procedimiento de telescopado permitió que durante toda la maniobra pudieran colocarse con gran sencillez, los diferentes sistemas auxiliares.

de la estructura. Por dos causas, por ser una nueva prueba de carga en la configuración final; y, sobre todo, porque el sistema de gatos permite transferir dichas acciones con los valores previstos de reacción en los apoyos, regulando adecuadamente la transmisión y la fijación de los mismos. Esto da lugar a una exacta correlación entre los esfuerzos internos previstos y los reales; mientras que en una ejecución tradicional el hiperestatismo interno real podría modificar sensiblemente dicha distribución: fisuraciones no previstas; faltas de concordancia internas; desnivela-

ción de apoyos; asientos diferenciales de las cimentaciones, etc.

En el caso particular de la Torre de Collserola el sistema de gatos permitió ir transfiriendo paulatinamente en la secuencia y valores exactos previstos las cargas en las cuatro plantas de vinculación, evitando esfuerzos incontrolados en todo el sistema.

Nótese que en este caso particular, si la estructura por una decisión o criterio no controlado se bloqueara completamente en todos sus apoyos en la fase de suspensión de forma rígida y una vez efectuada esta fijación

Figura n.º 38

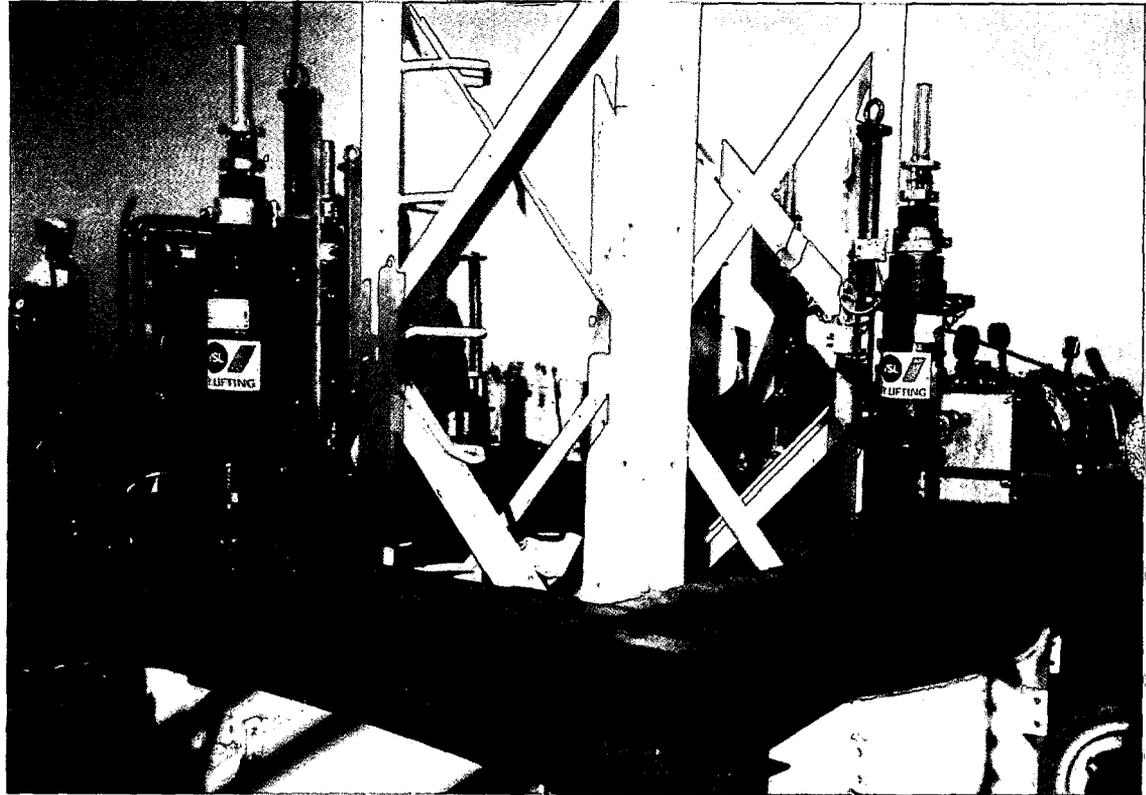


Figura n.º 39

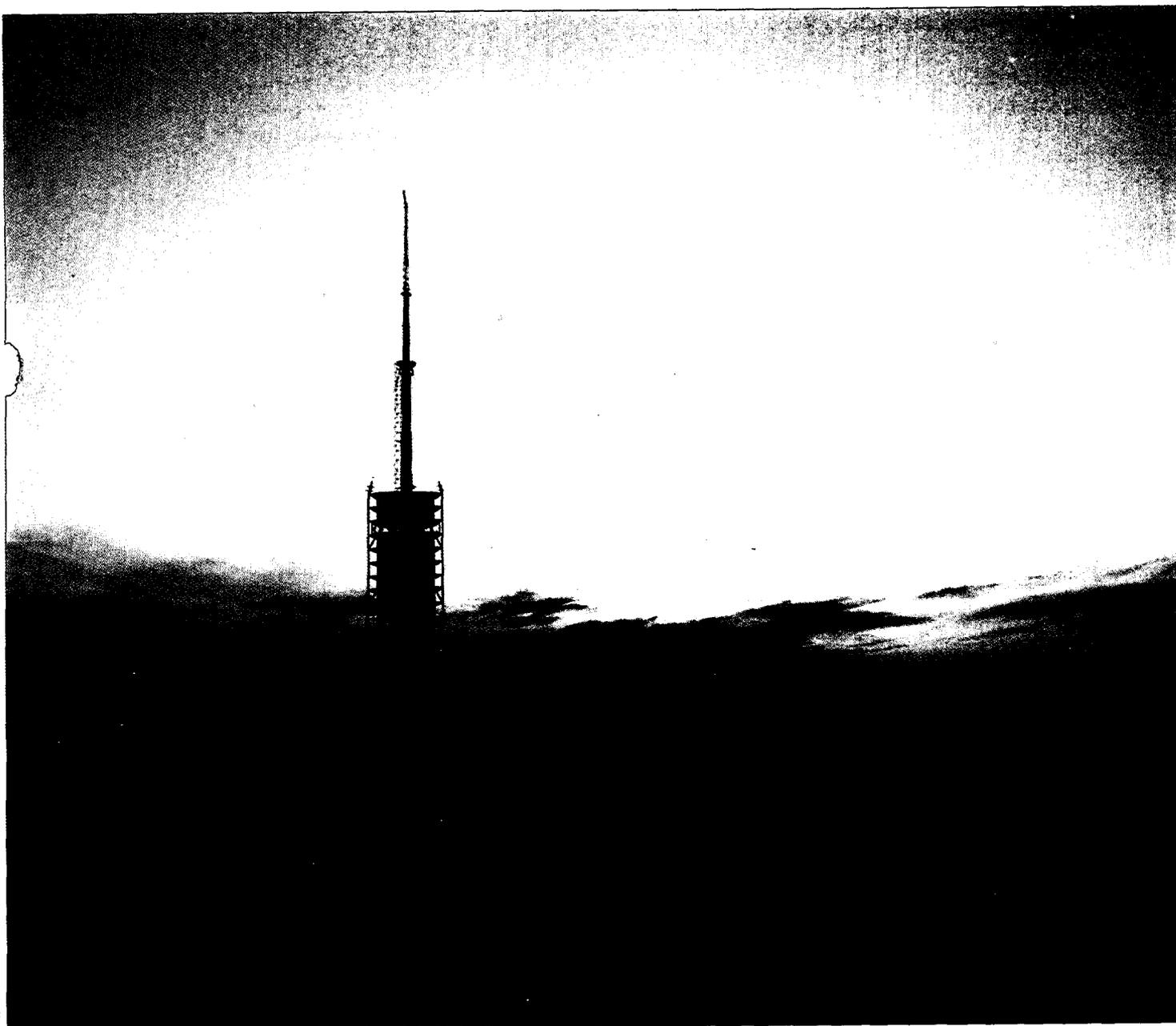
se descargarán los gatos de izado, se produciría la transferencia de carga total y exclusivamente en los apoyos de la planta superior, y sólo por la plastificación o rotura de los vínculos de esta planta podrían transferirse cargas a las plantas inferiores previstas; todo ello debido a las especiales condiciones de la deformabilidad interna del conjunto edificio-fuste.

Esto pone de manifiesto que los sistemas de elevación presentan unas peculiaridades semejantes a las que ofrece el pretensado de estructuras; de hecho, viene a ser una variante de pretensado ya que permiten llevar a cabo modificaciones de acciones y reacciones en la medida que el proyectista desee, de forma de mejorar o simplificar la distribución de esfuerzos internos.

En el presente caso se consideró apropiado incorporar a cada planta las reacciones teóricas deducidas con las hipótesis ideales de cálculo que suponen el edificio totalmente terminado y aplicarse entonces la totalidad de las acciones permanentes previstas.

**6.4.** El doble proceso de telescopado del mástil (Figura n.º 37), en principio de gran sencillez, presenta sin embargo la dificultad de tener que hacer frente durante las fases intermedias a las eventuales solicitaciones transversales de viento. Para ello, ambos procesos contaron con un doble juego de elementos deslizantes, que proporcionan un adecuado empotramiento.

En el caso del mástil de celosía formado por cuatro ruedas metálicas de doble pestaña que ro-



daban sobre carriles de cuadradillo dispuestos en el interior del mástil tubular (Figura n.º 38).

En el deslizamiento del mástil tubular (Figura n.º 39) se constituía con un triple juego de 4 ruedas inferiores situadas en los patines de apoyo provisional, combinado con un grupo de seis «bicicletas» dispuestas en la plataforma superior de la copa. Este conjunto permitía la rodadura en casi todo el proceso; sin embargo en las fases finales del telescopado, cuando los momentos flectores transversales causados por el viento podían ser de gran importancia, se contaba con un doble juego de patines de bronce separados 2,40 m. que podían apoyar y deslizar sobre bandas metálicas continuas fijadas a las paredes inferiores del fuste. En el tramo final en el que el patín superior sale del fuste de hormigón, se utilizaba como sistema de deslizamiento de seguridad un juego de bandas de teflón dispuestas en la zona cilíndrica de

la pieza copa que deslizaban sobre bandas de acero inoxidable dispuestas en el extremo inferior del mástil.

El procedimiento de telescopado permitió que durante toda la maniobra —a medida que el mástil emergía del fuste de hormigón, y con el ritmo necesario para ello— pudieran colocarse con gran sencillez, desde la plataforma de elevación, los diferentes sistemas auxiliares, comenzando por el posicionamiento de una pequeña pluma automática para el servicio de la Torre, y siguiendo con la fijación de antenas, guíacables, pasarelas, etc. y la aplicación y repaso de las pinturas de protección; sin tener que actuar posteriormente a mayor altura y con dificultades mucho mayores.

De esta manera se completaba totalmente el proceso de la ejecución de la estructura de la Torre (Figura n.º 40).■

*Figura n.º 40*



Panorámica general. Obra concluida.

## 1. Antecedentes

El eje de comunicaciones ferroviarias Norte-Sur de Portugal, que une las dos principales ciudades de este país, Lisboa y Oporto centros administrativo e industrial de Portugal respectivamente, tenía un notable estrangulamiento que desde hace mucho tiempo venía condicionando el desarrollo del transporte ferroviario, a nivel nacional y regional, acarreado costes económicos y sociales muy elevados.

Este estrangulamiento estaba materializado por el puente ferroviario María Pía, sobre el río Duero, en la línea del Norte, en el tramo comprendido entre las ciudades de Gaia y Oporto, imponía fuertes restricciones al tráfico al contar con una vía única que, por sus condiciones y características, limitaba la velocidad a 20 Km/hora, la carga a 16 Tm/eje y/o 3,8 t/metro.

Para resolver este problema se estudiaron varios trazados alternativos eligiendo

finalmente el estudio del Profesor Ingeniero Edgar Antonio de Mequeta Cardoso, que propuso una estructura que, atravesando directamente el río Duero en las proximidades del puente de María Pía, 170 metros aguas arriba, permitía la circulación de vías de 400 trenes diarios, a una velocidad de 120 Km/hora, con carga de 25 Tm/eje y/o 8 t/metro, lo que supone realmente que no existen restricciones.

El puente forma parte de un proyecto de remodelación más amplio «El Nudo ferroviario de Oporto» que cuenta con 11 proyectos individuales de los que el puente sobre el río Duero es el denominado como proyecto n.º 1.

## 2. Proyecto

La estructura principal incluye el puente sobre el río Duero propiamente dicho y los

viaductos de acceso, con una longitud total de 1140 metros que forma una pieza monolítica de hormigón pretensado. Los viaductos por lo tanto, están unidos monolíticamente al puente, constituyendo su prolongación natural, terminando en ambas márgenes izquierda y derecha contra unos bloques de hormigón armado de grandes dimensiones.

El puente es un pórtico múltiple continuo sobre pilares verticales y está constituido por un vano central de 250 m. y dos vanos laterales de 125 metros cada uno, que representa un record mundial en puentes ferroviarios.

La longitud total del viaducto de margen izquierda es de 360 m. y el de margen derecha 170 m., siendo los vanos de ambos de unos 60 metros de luz.

La cota del tablero es de 66 metros sobre el nivel del río; se ha elevado 6 metros por encima de la rasante del puente María Pía.