

estructura T de las Torres Colón Madrid*España

C. FERNANDEZ CASADO, J. MANTEROLA y L. FERNANDEZ TROYANO, Dres. Ingenieros de Caminos

sinopsis

831 - 36

Se describen en este artículo las directrices generales para la organización de la estructura de hormigón de este edificio singular, que ha venido impuesta por imperativos ineludibles de solar y máxima utilización de las plantas resultantes.

En primer lugar, se trata el problema específico, que son las torres colgadas y su comportamiento resistente, estudiando por separado sus elementos constitutivos: núcleo, cabeza superior o plataforma de cuelgue, tirantes, plantas tipo y movimiento de la cimbra. En segundo lugar se plantea la solución adoptada para la parte enterrada, y finalmente, se explica la zona intermedia prevista en el proyecto inicial, aunque no con su amplitud definitiva, que es la única parte que por razones que se justifican se ha resuelto a base de estructura metálica.

1



INTRODUCCION

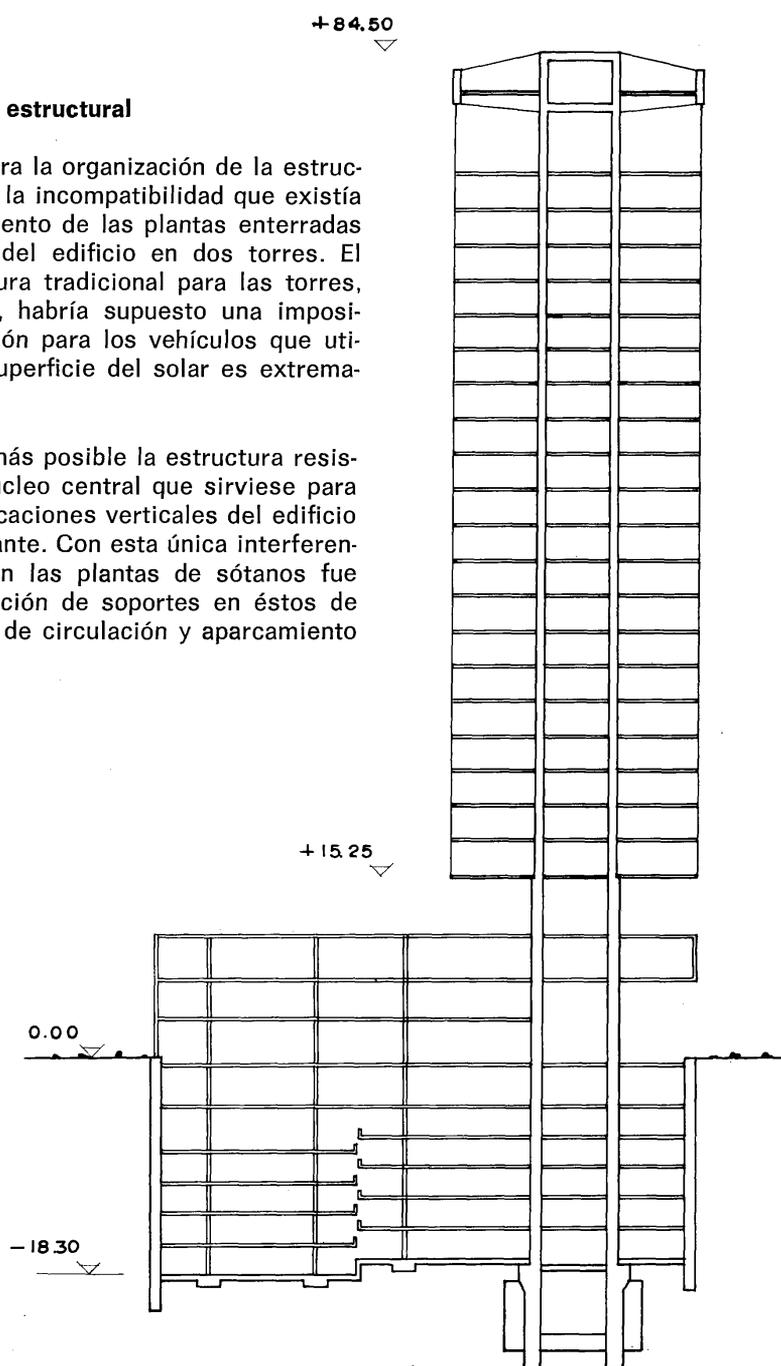
El Edificio Colón de Madrid se encuentra situado en la plaza del mismo nombre, en la esquina formada por Castellana y Génova. Consta de tres partes claramente diferenciadas: la parte enterrada, formada por seis sótanos que sirven de aparcamiento de vehículos; la zona intermedia, compuesta de tres plantas y situadas inmediatamente encima del suelo natural —su uso es vario—; y la tercera parte está constituida por dos torres gemelas de 21 plantas.

La altura total por encima del suelo es de 74,5 m, y la profundidad a que se desciende bajo cimientos, de 24,75 m. Las plantas enterradas ocupan toda la superficie del solar, de alrededor de 1.700 m², mientras que las dos torres ocupan una superficie de cerca de 700 m² (figuras adjuntas).

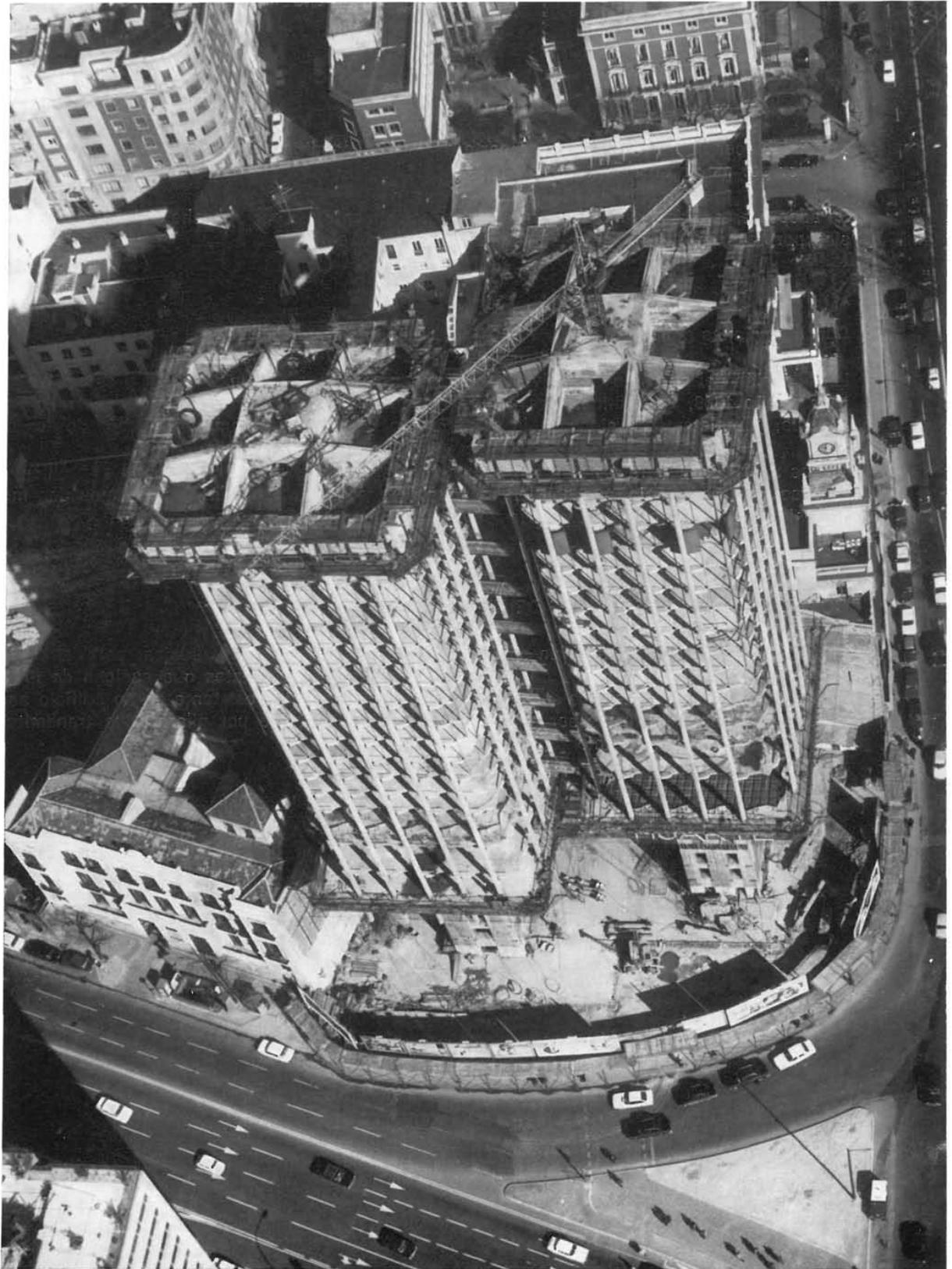
Directrices de organización estructural

Las directrices generales para la organización de la estructura resistente surgieron de la incompatibilidad que existía entre la misión de aparcamiento de las plantas enterradas y la organización superior del edificio en dos torres. El haber adoptado una estructura tradicional para las torres, con pilares en el contorno, habría supuesto una imposibilidad material de circulación para los vehículos que utilizan el sótano, ya que la superficie del solar es extremadamente pequeña: 1.700 m².

Esto obligó a concentrar lo más posible la estructura resistente de las torres en un núcleo central que sirviese para la disposición de las comunicaciones verticales del edificio y como único elemento portante. Con esta única interferencia de la superestructura en las plantas de sótanos fue posible organizar la distribución de soportes en éstos de manera que las operaciones de circulación y aparcamiento de vehículos fuese posible.



2 sección



3

Vista aérea
de las torres
durante
su construcción.

FOTO: AEROPOST

Teniendo como único soporte de cada torre su núcleo central, se planteaban tres posibilidades para estructurar las plantas:

- a) Dejar cada una de ellas en voladizo.
- b) Establecer una plataforma resistente en la parte inferior de las torres que sirviesen de soporte a los pilares de contorno de las plantas.

- c) Establecer una plataforma en la parte superior del edificio que colgase su contorno exterior por medio de tirantes.

Se adoptó esta última solución como la más conveniente, no por el hecho de ser la más barata, sino por razones de distribución y ocupación del edificio*.

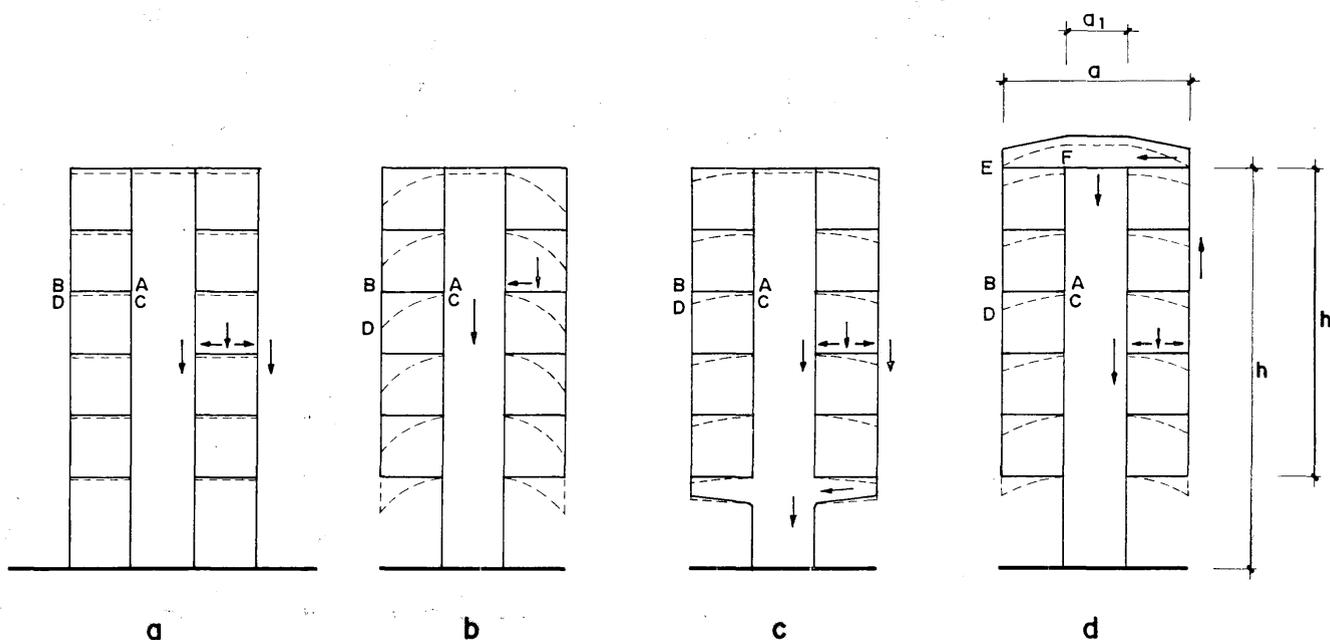
Consideraciones generales

La redacción del proyecto definitivo del edificio fue realizada el año 1968. Se empezó a construir el año 1969, pero dificultades administrativo-municipales, surgidas en el desarrollo de las mismas, completamente ajenas a la técnica, han retrasado su ejecución en más de dos años.

Vamos a dividir nuestra exposición en tres partes: en la primera trataremos del problema específico de este edificio, que son las torres colgadas; en la segunda plantearémos con menos intensidad la parte enterrada, y en la tercera, trataremos de la zona intermedia.

COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE UN EDIFICIO COLGADO

El planteamiento resistente de un edificio colgado parte de una idea básica: establecer el soporte de los bordes exteriores de las plantas por medio de tirantes que cuelgan de la parte superior del edificio. Esta idea se contrapone al planteamiento resistente de un edificio normal en el cual el soporte de los bordes exteriores está constituido por pilares que transmiten la carga directamente a la cimentación (figs. 4a y d).



4 Respuesta ante las cargas exteriores de cuatro esquemas estructurales de edificios.

* El estudio resistente de este planteamiento inicial no fue realizado por nosotros, sino por OTEP Internacional, los cuales redactaron un anteproyecto en estructura metálica, cuando el uso y la forma del edificio era distinta a la actual.

La carga que actúa sobre las plantas se divide en dos partes: una se transmite directamente al núcleo; la otra sube por el tirante para bajar después por el núcleo central. La cuantía de una y otra depende de múltiples factores que luego examinaremos, pero la intención que nos guía es que la cantidad de carga que sube por los tirantes sea la misma que la que baja por los pilares exteriores en un edificio normal. De esta manera conseguiremos que el trabajo de flexión de las plantas tipo no encarezca su estructura.

Vamos a examinar someramente el comportamiento resistente de los cuatro esquemas estructurales representados en la figura 4 para establecer, por comparación, el tipo de respuesta específico del edificio colgado. Nos referiremos en principio al efecto de la carga vertical; más adelante examinaremos el efecto de las demás solicitaciones que también pondrán en evidencia el comportamiento diferente de dichos esquemas.

En un edificio normal (fig. 4a), la carga que actúa sobre las plantas normales se transmite al núcleo y a los pilares de borde después de producirse la deformación por flexión de la misma. Su cuantía dependerá de las características geométricas de la planta, de la distribución de rigideces en su superficie, y del tipo de vinculación que tiene con el núcleo y los pilares.

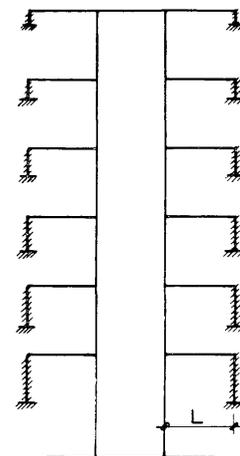
Esta carga producirá un acortamiento axial de los elementos soportes, los cuales constituirán los asientos elásticos que tienen los puntos de su contorno. En el caso de que el estado tensional sea el mismo en soportes y núcleo, el descenso de los puntos **A** y **B** será igual, pasando en su situación deformada a los puntos **C** y **D**. En este caso los esfuerzos que solicitan a los elementos de la estructura del piso no habrán experimentado ninguna variación de los esfuerzos iniciales. Este resultado no es muy corriente; normalmente el estado tensional del núcleo y de los soportes exteriores es diferente, y por tanto también lo serán sus asientos respectivos. Sin embargo, el efecto de dichos asientos es pequeño y los esfuerzos sobre la planta tipo se modifican poco. Únicamente en el caso de edificios muy altos y debido a otra solicitación, como es la diferencia de temperatura, pueden producirse esfuerzos significativos en las plantas.

Si por condiciones funcionales o de otro tipo, queremos eliminar la presencia de soportes en la parte inferior del edificio, obtendremos la estructura representada en la figura 4b, la cual reacciona como un conjunto de ménsulas al actuar sobre ella una misma carga. Las flechas en el extremo serían todas iguales si no fuese porque el núcleo experimenta descensos diferentes en la parte superior e inferior. Los soportes exteriores tienden a igualar estos descensos, lo que ocasionará un intercambio de cargas entre las plantas. En general este intercambio será muy pequeño, ya que también lo son los descensos diferenciales del núcleo. Si cargamos únicamente una planta los soportes exteriores repartirán su efecto entre todas ellas. Como corrientemente la solicitación máxima se encuentra para todas las plantas cargadas, el papel jugado por estos soportes es prácticamente nulo a efectos resistentes y podrían eliminarse.

Sin embargo, este tipo de edificio resulta caro. Cada planta tiene que tener una rigidez a flexión suficiente para resistir su voladizo. Resulta ventajoso establecer una diferencia grande de rigideces entre un elemento y los demás; de esta manera el elemento rígido, por su poca flexibilidad, servirá de soporte al resto de las plantas (fig. 4c).

La deformación de una planta cualquiera **AB** será la **CD**. El asiento del punto **B** respecto al punto **A** se debe a la flecha que toma el elemento rígido al estar solicitado por la reacción en **B** de todas las plantas. A este asiento será necesario añadir la diferencia entre el acortamiento elástico del pilar y del núcleo, que en general será pequeño.

El dimensionamiento de una planta tipo deberá tener en cuenta, además del trabajo de flexión normal para transmitir la carga situada en su superficie a los puntos **A** y **B**, el correspondiente



5 Simulación elástica de un edificio colgado.

al asiento de la plataforma rígida inferior. El dimensionamiento de ésta deberá ser tal que las plantas tipo queden poco influenciadas por su flexibilidad.

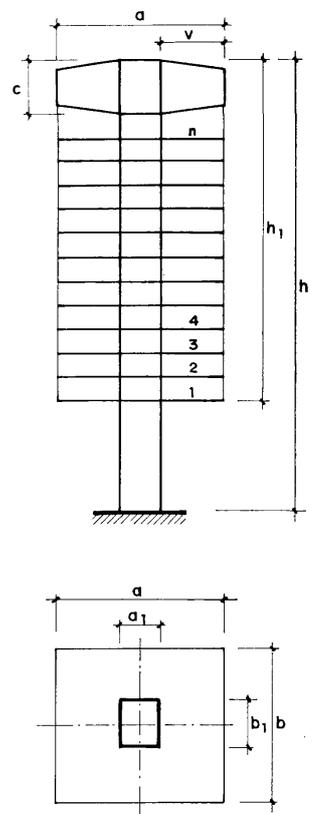
En la figura 4d representamos un edificio colgado. Como ya hemos indicado, la solicitación de una planta cualquiera determina que la carga que se transmite a los tirantes suba a la cabeza superior y por ésta se transmita al núcleo. En dicho itinerario se producen las siguientes deformaciones:

1. Alargamiento de los tirantes.
2. Flecha de la cabeza superior.
3. Acortamiento del núcleo.

El asiento que experimentará el punto **B** respecto al punto **A** constará de la suma de las tres deformaciones anteriores. El alargamiento del tirante desde el punto **B** al **E**, más la flecha de la ménsula **EF**, más el acortamiento del núcleo desde **A** a **F**. De este comportamiento vemos:

- 1.º Que la cabeza superior, al igual que pasa en la figura 4c, debe ser mucho más rígida que las plantas, para evitar que tenga una flexibilidad excesiva que anule el efecto de cuelgue de las plantas tipo. Si esto no fuese así, nos encontraríamos con el mismo esquema resistente que el representado en la figura 4b.
- 2.º A diferencia con el comportamiento de la figura 4c, el asiento diferencial de **B** respecto de **A** consta de dos términos que se suman, en lugar de restarse, como en el caso anterior, y son el alargamiento del tirante y el acortamiento elástico del núcleo.

	n	h_y/a	h_y/b	a/a_1	b/b_1		v/c	TIRANTE
COMPLEJO MUNICIPAL DE MARL I.957	11	2.05	2.05	0.37	0.49		1.92	HORMIGON PRETENSADO
TORRES COLON - MADRID	21	3.32	3.67	0.336	0.37		1.50	HORMIGON PRETENSADO
STANDARD - BANK JOHANNESBURG.	10	0.91	0.91	0.41	0.41		1.86	HORMIGON PRETENSADO
CLINICA UNIVERSITARIA DE COLONIA	17	1.37	—	0.35	—		2.08	HORMIGON PRETENSADO
DEUTSCHLANDFUNK COLONIA	15	3.20	3.20	0.42	0.42		0.38	HORMIGON PRETENSADO
EDIFICIO EN WUPPERTAL	13	2.10	2.10	0.46	0.46		1.04	HORMIGON PRETENSADO
EDIFICIO FILANDIA EN HAMBURGO	12	2.08	2.08	0.33	0.33		1.63	HORMIGON PRETENSADO
OVERBEEKHUIS - ROTTERDAM	11	1.52	1.52	0.33	0.33		1.12	ACERO EN BARRAS DE PRETENSADO
EDIFICIO NORCOR - PRETORIA	11	1.83	1.83	0.416	0.416		1.25	METALICAS
COMERCIAL UNION BUILDING LONDRES	13	1.44	1.44	0.405	0.58		1.44	METALICAS
SOCIEDAD SIEMENS SAINT - DENIS (FRANCIA)	7	—	—	0.33	0.33		—	REDONDOS
OAK BENEFIT SOCIETY LONDRES	12	2.74	2.74	0.305	0.305		0.91	METALICAS
POVAZSKA BYSTRICA CHECOSLOVAQUIA	13	2.37	1.78	0.38	0.56		2.05	METALICAS
LABORATORIS BOEHRINGER INGELHEIM (REIMS)	5	0.70	0.70	0.46	0.46		2.34	METALICAS
RESIDENCIA ENFERMERA EINDHOVEN PAISES BAJOS	10	1.54	0.90	0.38	0.63		1.55	METALICAS



cuadro 1 Comparación de los parámetros significativos de diversas torres colgadas.

Este último punto determina la mayor flexibilidad del apoyo extremo de los edificios colgados, que determinará un asiento diferencial del punto **B** respecto al **A** mucho mayor que en el caso anterior, situándolo en una posición intermedia entre los esquemas **b** y **c**.

Influencia de las distintas características del edificio colgado en su comportamiento como tal

Después de lo que acabamos de decir, el comportamiento resistente de un edificio colgado podría asimilarse al de un edificio en que todas las plantas estuviesen en ménsula y que tuviese un soporte elástico en el extremo.

La rigidez del apoyo elástico variará de una a otra planta, siendo tanto más pequeña cuanto mayor sea la longitud del tirante, que es, dentro de los tres elementos que constituyen su rigidez, el más significativo. Por esta razón una planta baja tendrá un soporte elástico menos rígido que una alta (fig. 5).

El comportamiento resistente de una planta soportada en el núcleo y en un apoyo elástico exterior depende del tipo de vinculación que existe entre ellos. Podremos destacar los siguientes casos:

- 1.º La planta está empotrada en el núcleo. En este caso la eficacia del soporte elástico en resistir la carga depende de la rigidez de la planta, es decir, de EI/L (E = mód. elástico, I = mom. inercia, L = luz). Cuanto más pequeña sea la luz L , mayor será su rigidez y por tanto menos eficaz será el tirante. Por el contrario, cuanto mayor sea su luz, más eficaz será el mismo tirante. Este hecho hace que sea especialmente importante la relación h_1/a de la figura 4d. Si este valor es muy grande, del orden de 4, la eficacia del atirantamiento de las plantas inferiores será prácticamente nulo y éstas funcionarán como ménsulas. Por el contrario, para relaciones pequeñas de h_1/a , el efecto del atirantamiento será óptimo. Así, pues, el número de plantas que se pueden colgar está limitado.
- 2.º La planta se encuentra apoyada en el núcleo. Dentro de este caso debemos destacar dos subcasos:
 - a) La planta es continua en toda su superficie. En esta circunstancia, aunque la planta se encuentra apoyada, existe efecto de empotramiento por el par que se establece entre los diversos apoyos de la planta que circundan el núcleo.

La problemática que se plantea en este caso es similar al anterior, aunque un poco reducida por la menor rigidez del apoyo.
 - b) La planta, además de estar apoyada, constituye en sí un mecanismo por la interposición de juntas que la hacen isostática a efectos de los descensos. De esta manera el tirante se llevará la carga que le corresponde aunque los asientos sean grandes. A esta disposición podemos recurrir cuando queramos que el efecto del atirantamiento sea real en edificios de gran h_1/a .
- 3.º Podemos, sin embargo, mantener una adecuada eficacia del atirantamiento, aun en el caso de edificios de gran valor h_1/a y plantas continuas, si en lugar de apoyarnos en el núcleo establecemos tirantes interiores en sus inmediaciones. De esta forma conseguimos reducir el descenso diferencial entre los diversos apoyos de una misma planta.

En el cuadro 1 recogemos la información que sobre este hecho nos proporcionan algunos de los edificios colgados que existen. Como se ve en dicho cuadro, los valores máximos de h_1/a corresponden al Edificio Colón, del cual estamos tratando, y al de Deutschlandfunk, de Colonia. En ambos se han utilizado plantas continuas, apoyadas en el núcleo y tirantes de hormigón pretensado. Este último hecho es importante y no sólo porque es más fácil establecer tirantes de gran valor de $E \cdot A$ (E = mód. de elasticidad, A = área del tirante) a precio económico, sino que también uniformiza el comportamiento de núcleos y tirantes para los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón, que, como veremos en el apartado siguiente, juegan un papel importante en el descenso diferencial.

Comportamiento ante los efectos del medio ambiente

La influencia del medio ambiente en el comportamiento resistente de las estructuras se concreta en las deformaciones que imponen las variaciones de temperatura, la fluencia y retracción del hormigón. En un edificio colgado estos efectos producen una respuesta particular que vamos a examinar:

a) Deformaciones de temperatura

Si las variaciones exteriores de la temperatura produjesen la misma variación en todos los elementos estructurales del edificio, la deformación del mismo se produciría sin la aparición de esfuerzos internos. Sin embargo, este hecho está muy lejos de ser verdad. En primer lugar las diversas partes del edificio tienen distinta inercia térmica, el soleamiento tampoco es uniforme y, sobre todo, es normal que estos edificios estén climatizados, lo que ocasiona una clara diferencia entre las temperaturas de los elementos situados al exterior y del núcleo.

En el esquema a) de la figura 6 representamos el efecto de una temperatura diferencial entre el núcleo y los tirantes. En invierno la posición 1 pasa a la 2, mientras que en verano pasa a la 3. El primer caso supondrá una carga complementaria del tirante, mientras que el segundo supondrá su descarga.

Su cuantía será tanto mayor cuanto mayor sea la relación h_i/a , así como cuanto más rígidas sean las losas de piso. Las plantas bajas son las zonas donde se acumulan estos efectos. Esta razón determina la conveniencia de proteger los tirantes, procurando, donde se pueda, hacerlos solidarios con el resto del edificio de la climatización interior.

b) Deformaciones producidas por la fluencia y la retracción del hormigón

Estas deformaciones son determinantes en la adopción de tirantes metálicos o tirantes de hormigón pretensado.

En el esquema b) de la figura 6 representamos la deformación que se producirá en una planta colgada de la torre, como consecuencia de un acortamiento por retracción del núcleo. Cuanto mayor sea la distancia entre la cabeza y la planta, mayor será el acortamiento de la zona **AC**. Este acortamiento ocasionará un descenso de la planta como la representada, con la consiguiente descarga de los tirantes. En el caso de que la altura del edificio sea muy grande esta deformación producirá una pérdida apreciable del efecto de cuelgue de las plantas inferiores.

Ahora bien, este comportamiento no es similar en el caso de que se utilicen tirantes metálicos o de hormigón pretensado. En el primer caso el tirante metálico no tiene retracción y por tanto la deformación será la representada. En el caso del tirante de hormigón la retracción del mismo produce una deformación hacia arriba de la planta que compensa la deformación del núcleo.

Lo mismo podemos decir de las deformaciones debidas a la fluencia del hormigón. Los tirantes están comprimidos por el pretensado y esta compresión debe ser superior a la tracción introducida por las plantas, en la hipótesis de carga permanente. La deformación por fluencia de los mismos será también hacia arriba, haciendo que la desnivelación que aparece en la figura 6, esquema b), tienda a desaparecer.

Las deformaciones del núcleo y de los tirantes no se desarrollan en el tiempo de la misma manera, tanto debido a sus diferentes espesores como por el hecho de estar el edificio climatizado, y por tanto aparecerán intercambios de esfuerzos con el núcleo a través de la rigidez de las plantas tipo. Sin embargo, estos esfuerzos son menores que los que se producen en el caso de tirantes metálicos.

Como se comprende fácilmente, los esfuerzos producidos por la fluencia y la retracción crecen cuanto mayor sea el número de plantas colgadas.

Comportamiento resistente ante el viento

Ante la solicitación del viento la torre responde con dos mecanismos acoplados. El primero está constituido por la rigidez a flexión del núcleo central, trabajando como ménsula. El segundo se ha constituido por el par recogido por los tirantes extremos.

Este segundo mecanismo de carga es evidente. Si el núcleo central estuviese solo, el viento actuaría únicamente sobre él proporcionándole unos giros muy diferentes en los puntos **A** y **B** de la figura 7. Estos giros determinan una aproximación de los puntos **C** y **D** y un alejamiento del **F** y **E**. Sin embargo, sobre esas líneas están los tirantes, cuya rigidez a la deformación axial es mucho mayor que la rigidez de las plantas tipo a flexión. Este hecho ocasiona que el tirante arrastre hacia abajo al punto **C** y levante el **E**, proporcionando una deformación por flexión de las losas, con la aparición de las fuerzas cortantes en el extremo. La resultante de todas estas fuerzas constituye el axil de los tirantes en la cabeza, lo que determina en este punto un momento y, por tanto, una curvatura contraria a la que tendría si el núcleo estuviese solo.

Este efecto queda reflejado en la ley de momentos flectores sobre el núcleo que representamos en la figura 7b. La línea de puntos corresponde a la ley de momentos flectores de viento en el caso de que el núcleo estuviese solo y la línea llena la ley real de momentos flectores sobre el núcleo.

La cuantía de este efecto depende de la rigidez de la planta tipo, habida cuenta de que la rigidez de la cabeza es muy superior a la de las plantas tipo. En el caso del Edificio Colón es muy pequeña.

En esta situación se puede decir que, casi a lo largo de todo el núcleo, la diferencia entre el comportamiento conjunto de los dos mecanismos y el comportamiento individual del núcleo contra el viento es muy pequeña.

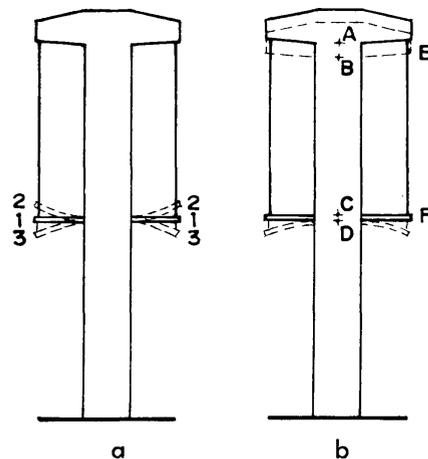
Sin embargo, la particularidad de los edificios colgados respecto a los efectos de viento procede del hecho de que el núcleo está muy comprimido, ya que toda la carga del edificio —que es estabilizante respecto al viento— actúa sobre él y una gran parte desde la parte superior, a donde es transmitida por los tirantes. Para un elemento que va a trabajar sometido a grandes esfuerzos de flexión —en el caso de edificios altos— es muy conveniente tener una compresión que anule las tensiones de tracción.

NOTA

El planteamiento que acabamos de realizar sobre el comportamiento resistente de los edificios colgados está muy simplificado, ya que hemos tratado el edificio como una estructura de dos dimensiones en lugar de tres, como en realidad tiene. Sin embargo, lo que constituye el funcionamiento específico del edificio colgado se ve perfectamente en dicha simplificación.

ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LAS TORRES COLGADAS

Los cuatro elementos que constituyen las torres colgadas del Edificio Colón son: núcleo, cabeza o plataforma de cuelgue, tirantes y losas de pisos.



6 Deformación de las losas de pisos por temperatura: a) fluencia, y b) retracción.

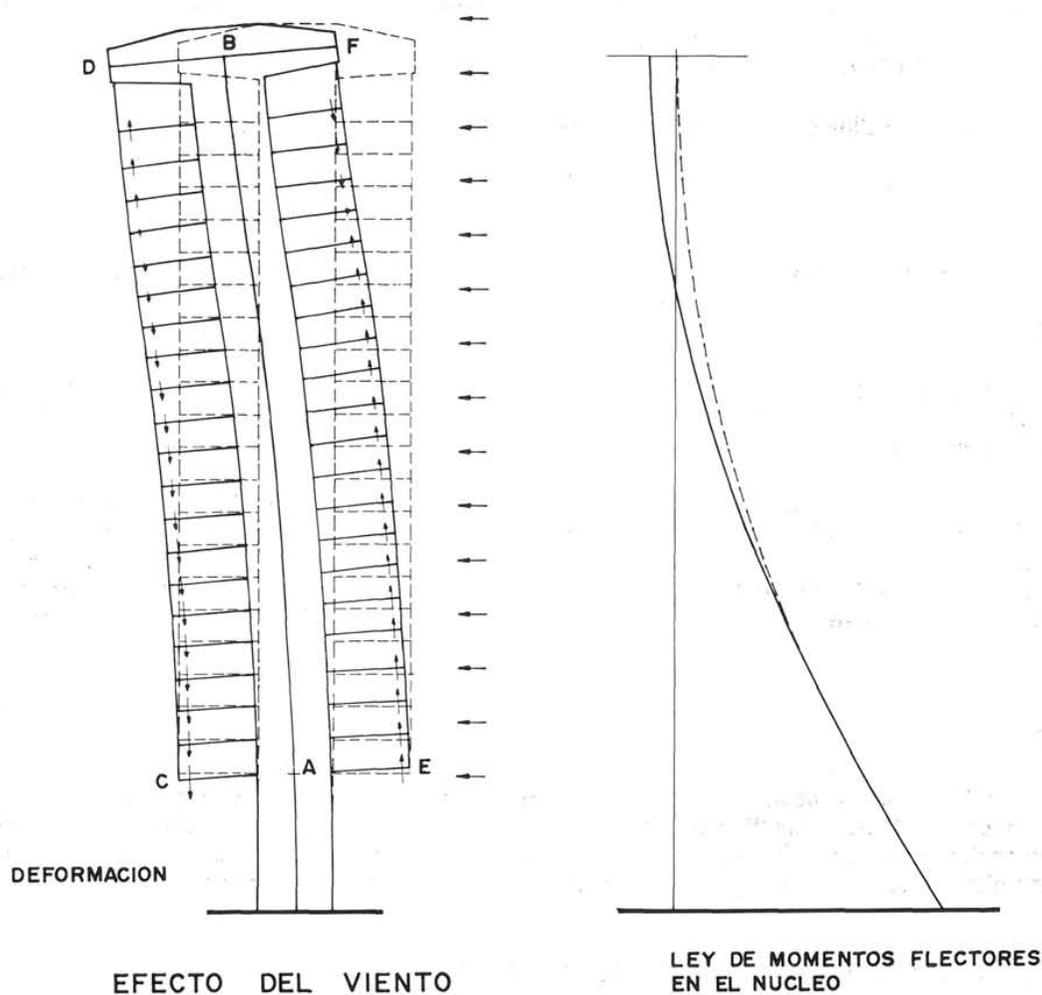
Núcleo

El núcleo de las Torres Colón es rectangular, de $7 \times 6,80$ m y con paredes de 0,6 m de espesor constante a lo largo de los 69,25 m que corresponde a la parte colgada. En su interior se desarrollan las circulaciones verticales del edificio. Está calado con siete puertas por planta, que tienen por objeto establecer el paso a las plantas tipo (fig. 8).

Su construcción se realizó por hormigonado continuo utilizando encofrados deslizantes. Durante su construcción se fueron dejando unas placas metálicas embutidas en el hormigón, que después servirían para realizar el apoyo de las losas de pisos. Su tamaño es mayor que el que se necesita, con el fin de tomar precauciones en lo que respecta a los errores de colocación durante el deslizamiento.

Cabeza superior o plataforma de cuelgue

La plataforma superior de donde cuelgan las plantas de pisos es un elemento fuertemente solidado y, por consiguiente, constituye una estructura poco esbelta y muy rígida.



7 Efecto del viento.

Consta de dos elementos fundamentales:

El primero está constituido por cuatro ménsulas que se establecen en prolongación de las paredes del núcleo. Tienen un espesor constante de 60 cm y un canto variable entre 5 m en su unión con el núcleo, y 3 m en la parte exterior (fig. 9).

El segundo está constituido por cuatro vigas de borde, que se apoyan sobre las ménsulas y sirven de soporte a los tirantes. Estos se encuentran distribuidos en el contorno cada 3,6 m. Las vigas tienen un canto constante de 3 m y un espesor de 50 cm. Existe además una losa aligerada entre ellas de 25 cm de espesor que servirá para la instalación de la maquinaria del edificio (fig. 10).

Todas estas vigas están pretensadas según un trazado correspondiente a la ley de momentos flectores que la solicitan (figs. 11 y 12).

Antes de hablar del procedimiento de construcción de la cabeza y de los problemas que esto lleva consigo, es necesario plantear la construcción general del edificio.

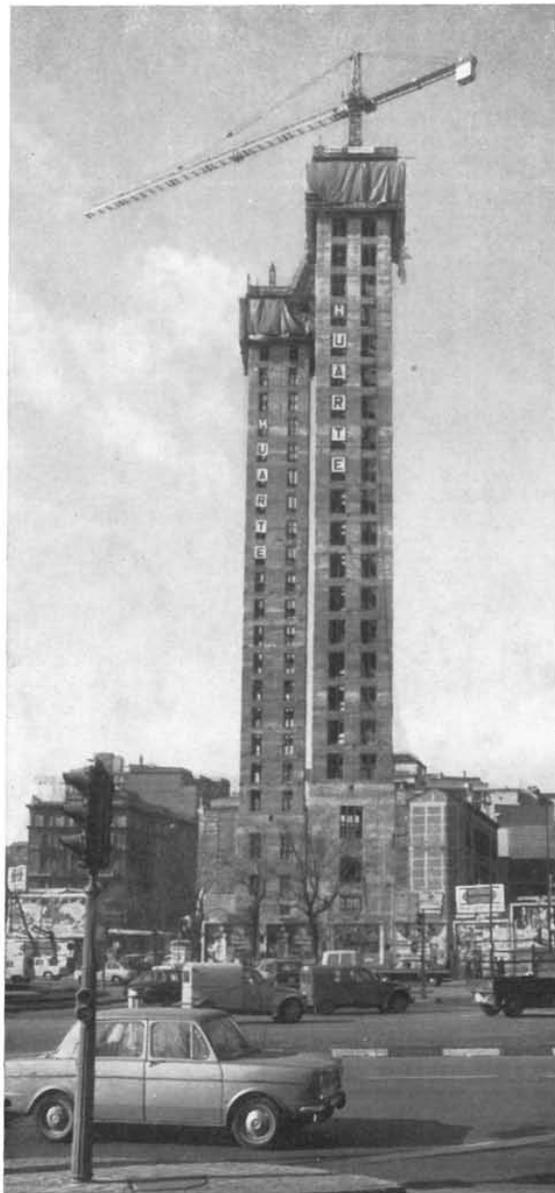
En un principio se pensó como más conveniente realizar la construcción según los siguientes pasos:

1. Deslizar el núcleo.
2. Prefabricar las plantas de pisos en la parte inferior.
3. Construir la cabeza in situ por avance en voladizos sucesivos.
4. Levantar las plantas de pisos.

Sin embargo, este procedimiento de construcción se desechó, pasando a utilizar un procedimiento más tradicional, el hormigonado in situ de toda la torre. Para ello era absolutamente necesario construir una gran cimbra metálica, la cual era construida en el suelo y levantada por medio de gatos trepadores hasta la parte superior (figura 13).

Sobre esta cimbra se hormigonaba en primer lugar la cabeza superior y posteriormente se iban hormigonando las plantas tipo por descensos sucesivos de la misma.

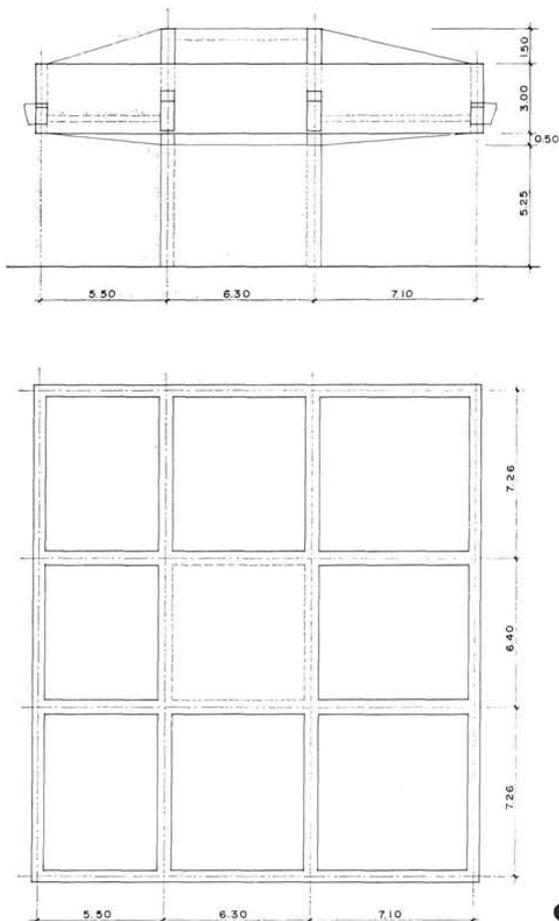
El dimensionamiento de la plataforma era muy diferente según que utilizásemos como criterio soportar las plantas tipo o soportar la cabeza superior. Elegimos dimensionarla para soportar las plantas tipo, lo que traía consigo la obligación de establecer un hormigonado en fases de la cabeza superior, con el fin de que no se



8

Deslizamiento de los núcleos de hormigón.

FOTO: C. JIMENEZ



9

Planta y alzado de la cabeza superior.

sobrepasase la capacidad de carga de un elemento dimensionado para una carga muy inferior.

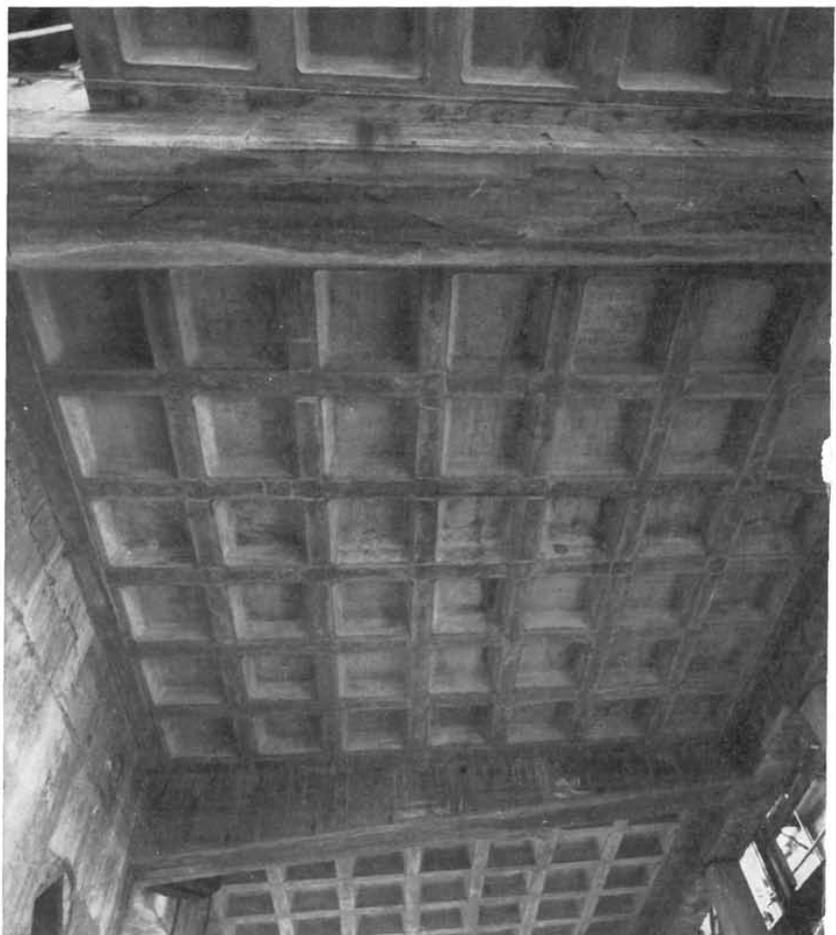
Esto nos obligó a establecer un proceso de hormigonado de la cabeza muy evolutivo y que representamos en la figura 14. En la primera fase se hormigonaba la mitad de las vigas-ménsulas centrales, reposando sobre la plataforma. A continuación se hormigonaba la mitad superior, utilizando como sustentación la parte inferior ya hormigonada y endurecida. Después se procedía a realizar un primer pretensado de las vigas.

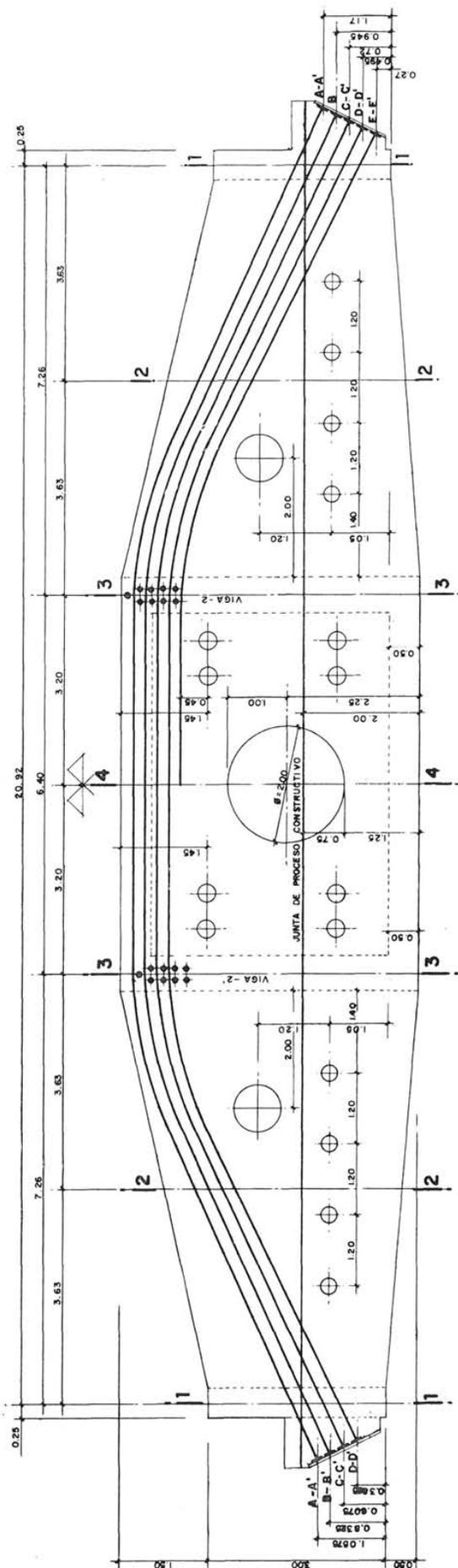
Una vez solidarizadas las vigas-ménsula, la plataforma metálica se colgaba del extremo de dichas vigas; de esta manera era capaz de soportar el peso de la mitad de las vigas de contorno, sobre las cuales, una vez endurecidas, se hormigonaba el resto de dichas vigas y se pretensaban.

Como se ve, es un proceso de construcción muy evolutivo, que tiene como punto

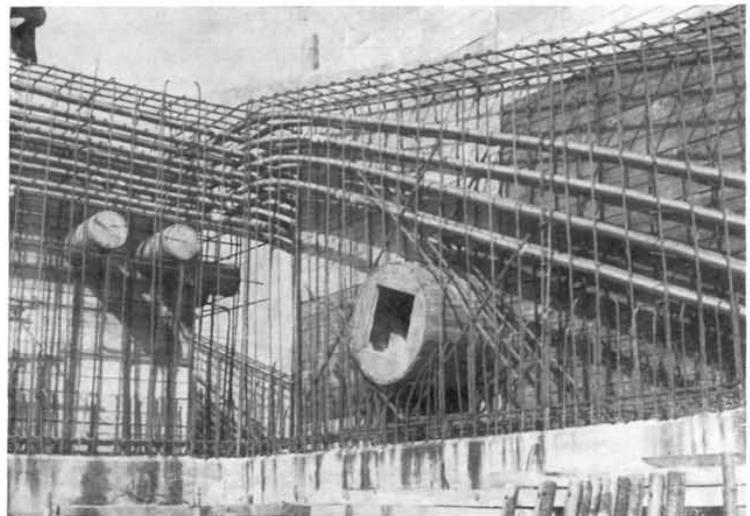
10

Parte inferior de la cabeza de cuelgue, donde aparece el principio de los tirantes de hormigón.





11 Pretensado de una de las vigas centrales de la cabeza.



12 Cruce del pretensado de dos vigas centrales de la cabeza.

desfavorable una interacción de esfuerzos muy grande entre ambas partes, debido no sólo a las deformaciones producidas por la carga vertical, sino también por las deformaciones de fluencia y retracción de hormigones de distintas edades. Esto trajo como consecuencia la necesidad de disponer mucha más armadura pasiva de la necesaria, pero que sin embargo compensaba el sobrecosto necesario para la plataforma metálica, en el caso de que ésta hubiese sido dimensionada para soportar toda la carga de la cabeza de hormigón.

El pretensado de la cabeza no se realizó de una sola vez, ya que la carga de los pisos era muy importante y se iba aplicando en el tiempo según se desarrollaba su construcción. Esto obligó a un pretensado en tres etapas.

El cálculo de la cabeza se realizó como pieza lineal, formando emparrillado, y teniendo en cuenta la deformación por esfuerzo cortante, que en estos elementos de gran canto y poca luz resulta significativo. No se realizó un estudio por el método de los elementos finitos, como es de desear para piezas cuya esbeltez es extraordinariamente pequeña, pues en la época en que se desarrolló el proyecto, año 1968, en nuestro país estaba aún poco desarrollado este tipo de estudios. De todas maneras para el armado de las piezas se consideró todo lo relacionado con las vigas de gran canto.



13 Levantamiento de la cimbra por medio de barras y gatos trepadores.

Tirantes

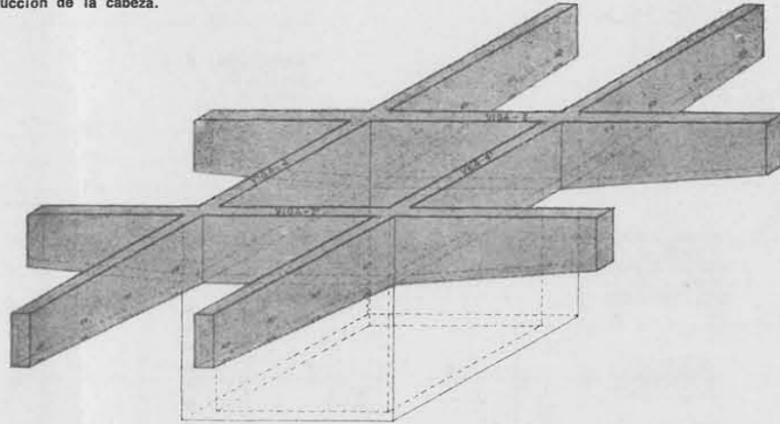
Los tirantes de las Torres Colón tienen forma aproximadamente rectangular de 42×42 cm. En su interior se dispuso un orificio de 27×10 cm que sirviera de paso y alojamiento a los cables de pretensado (fig. 15).

Los tirantes se prefabricaron fuera de la obra, en longitudes de 5,9 m, correspondiente a la altura de dos plantas. Únicamente el primer tramo del tirante, el que se une a la cabeza, tiene 6,15 m de longitud. Los tirantes se levantaron a su posición definitiva por medio de un gato de pretensado unifilar, de largo recorrido de émbolo, que se colocó sobre la parte superior de

la cabeza. Se enhebraron en la parte inferior con todos los cables de pretensado y se subió por medio de aquel que le iba a servir de sujeción (fig. 16).

La unión entre sí de dos tramos de un mismo tirante se estableció por medio de resinas epoxi (figura 17), y la unión con la cabeza superior se realizó por intermedio de un apoyo de neopreno zunchado, que permitiera los acortamientos elásticos, de fluencia y retracción de la cabeza pretensada sin introducir flexiones importantes en el tirante.

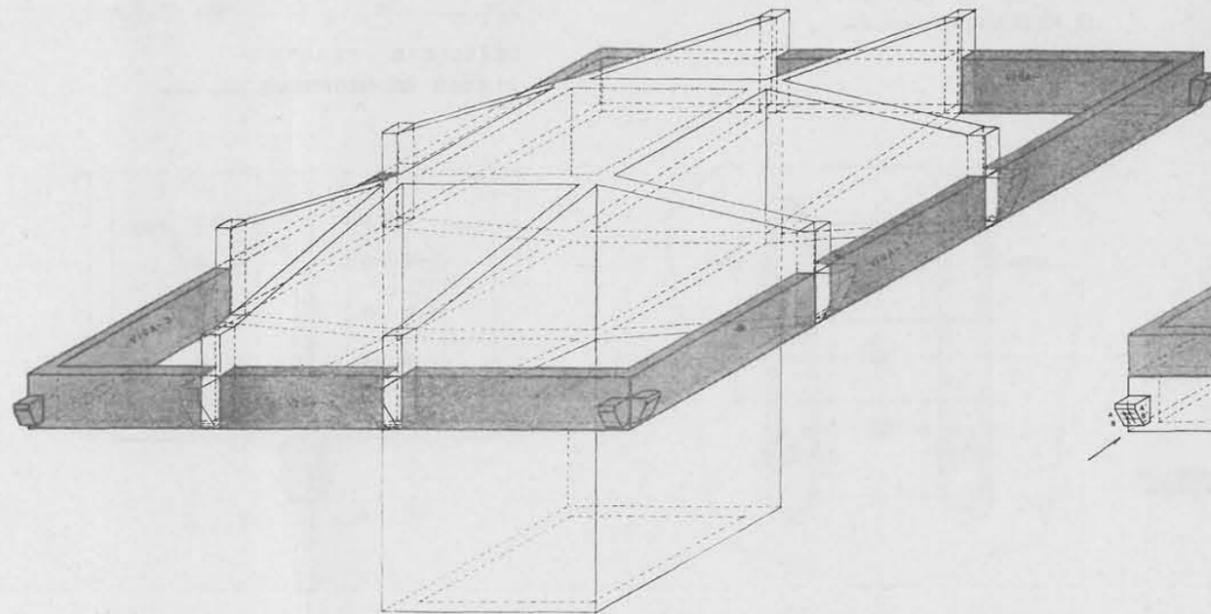
14 Fases de construcción de la cabeza.



1ª FASE

ESCALA 1:100

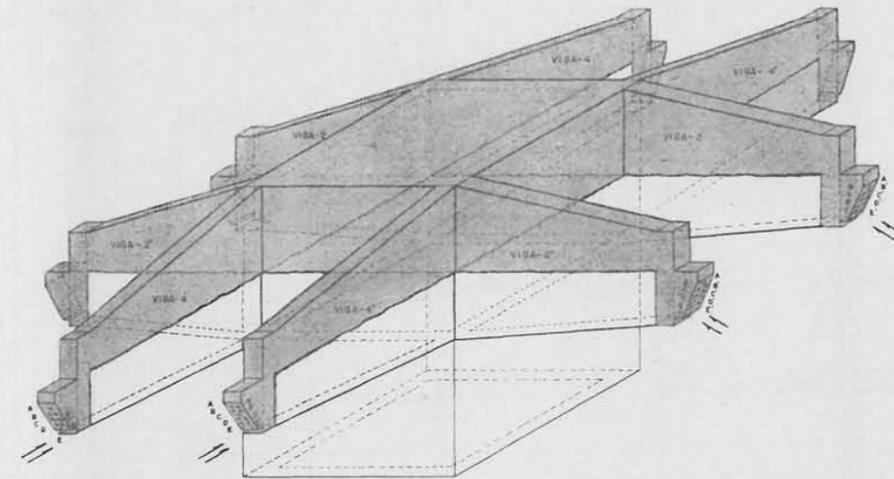
- 1ª CONSTRUCCION DE LA PARTE INFERIOR DE LAS VIGAS 2-4 Y LOSA DEL NUCLEO.
- 2ª LA JUNTA SE DEJARA RUGOSA Y SE PICARA LA LECHADA SUPERFICIAL.
- 3ª SE DEJARA COLOCADOS LOS CERCOS DE LAS VIGAS 2y4.
- 4ª SE DEJARAN LOS ORIFICIOS PARA EL PASO DE ARMADURA DE LAS VIGAS INFERIORES



3ª FASE

ESCALA 1:100

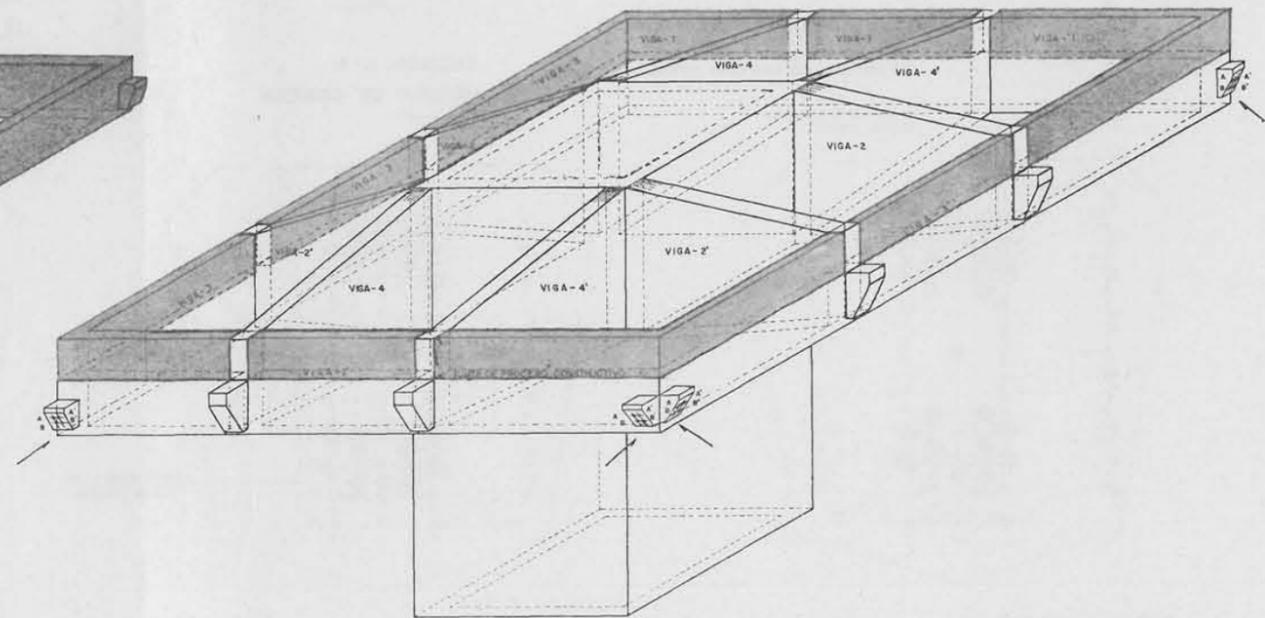
- 1ª CONSTRUCCION DE LA PARTE INFERIOR DE LAS VIGAS 1-3y3'.
- 2ª ANTES DE PROCEDER AL HORMIGONADO SE PINTARA CON "EPOXIT" LAS JUNTAS CON LAS VIGAS 2-4.
- 3ª LA CIMBRA SE SUJETARA A LAS CABEZAS DE LAS VIGAS 2-4.
- 4ª LA JUNTA SE DEJARA RUGOSA Y SE PICARA LA LECHADA SUPERFICIAL.
- 5ª SE DEJARA COLOCADOS LOS CERCOS DE LAS VIGAS 1-3y3'



2ª FASE

ESCALA 1:100

- 1ª CONSTRUCCION DE LA PARTE SUPERIOR DE LAS VIGAS 2-4 Y LOSA DE CABEZA DEL NUCLEO.
 - 2ª LA JUNTA SE LIMPIARA Y SE PINTARA CON "EPOXIT" ANTES DE PROCEDER AL HORMIGONADO.
 - 3ª SE PRETENSARA LOS CABLES D-D' y E-E' DESPUES DEL ENDURECIMIENTO DE LA PARTE SUPERIOR.
- EL RESTO DE LOS CABLES SE ANCLARA A CARGA DE 10 Tn.



4ª FASE

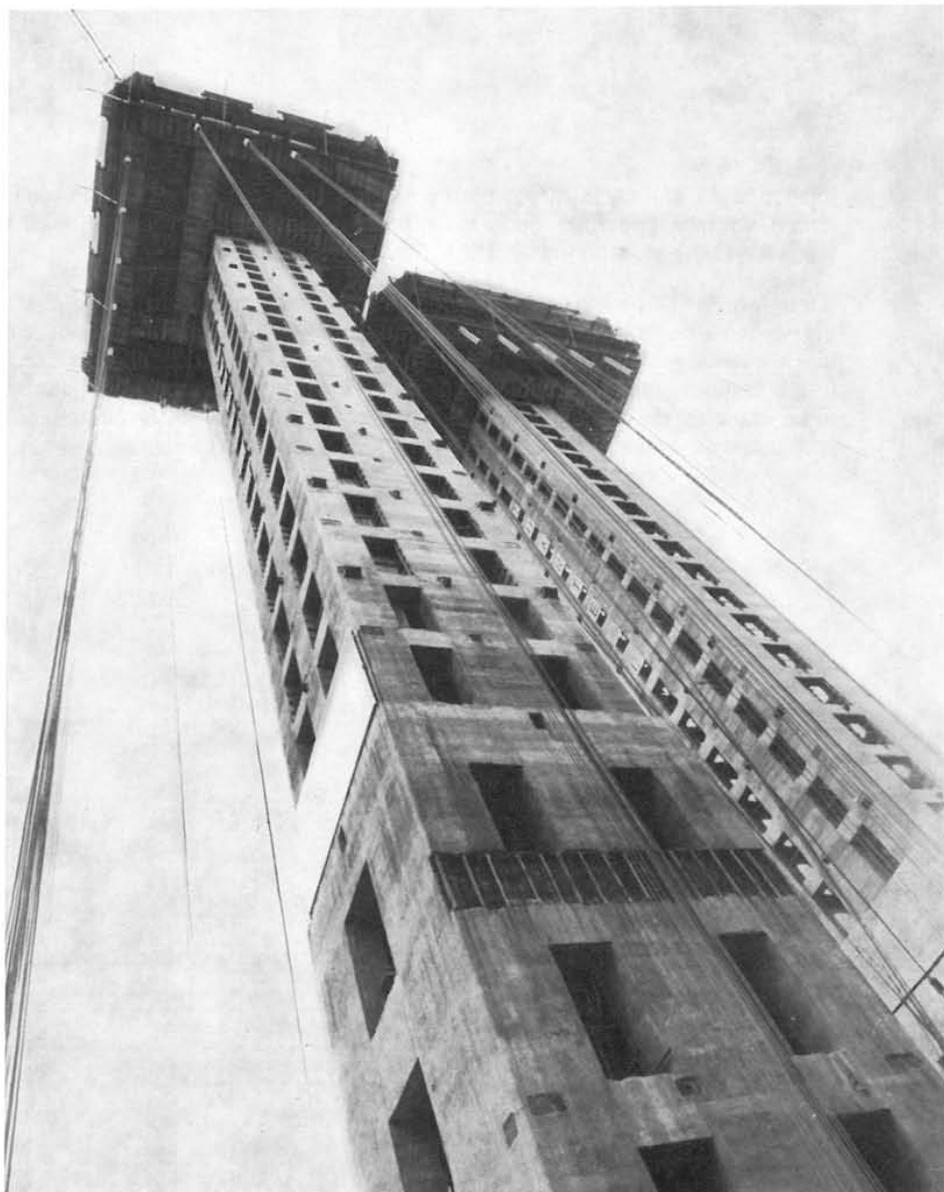
ESCALA 1:100

- 1ª CONSTRUCCION DE LA PARTE SUPERIOR DE LAS VIGAS 1-3 y 3'
 - 2ª LA JUNTA SE LIMPIARA Y SE PINTARA CON "EPOXIT" ANTES DE PROCEDER AL HORMIGONADO.
 - 3ª SE PRETENSARA LOS CABLES B-B' DE LAS VIGAS 1-3y3' DESPUES DEL ENDURECIMIENTO DE LA PARTE SUPERIOR.
- EL RESTO DE LOS CABLES SE ANCLARA A CARGA DE 10 Tn.

El número de cables de pretensado que se introdujeron en los tirantes varió de uno a otro, en función de la carga a que van a estar solicitados. En cada uno de ellos el número máximo de cables de pretensado se encuentra en la parte superior, disminuyendo conforme la posición del tirante es más baja.

El número mínimo de cables de pretensado es de 11, ya que 11 son los tramos de tirantes que estarán unidos. El número máximo es de 17 cables de 0,6", anclándose, en este caso, más de un anclaje por extremo de tramo de tirante.

16 Vista inferior con los tirantes colocados.



17 Unión entre sí de dos tirantes prefabricados.

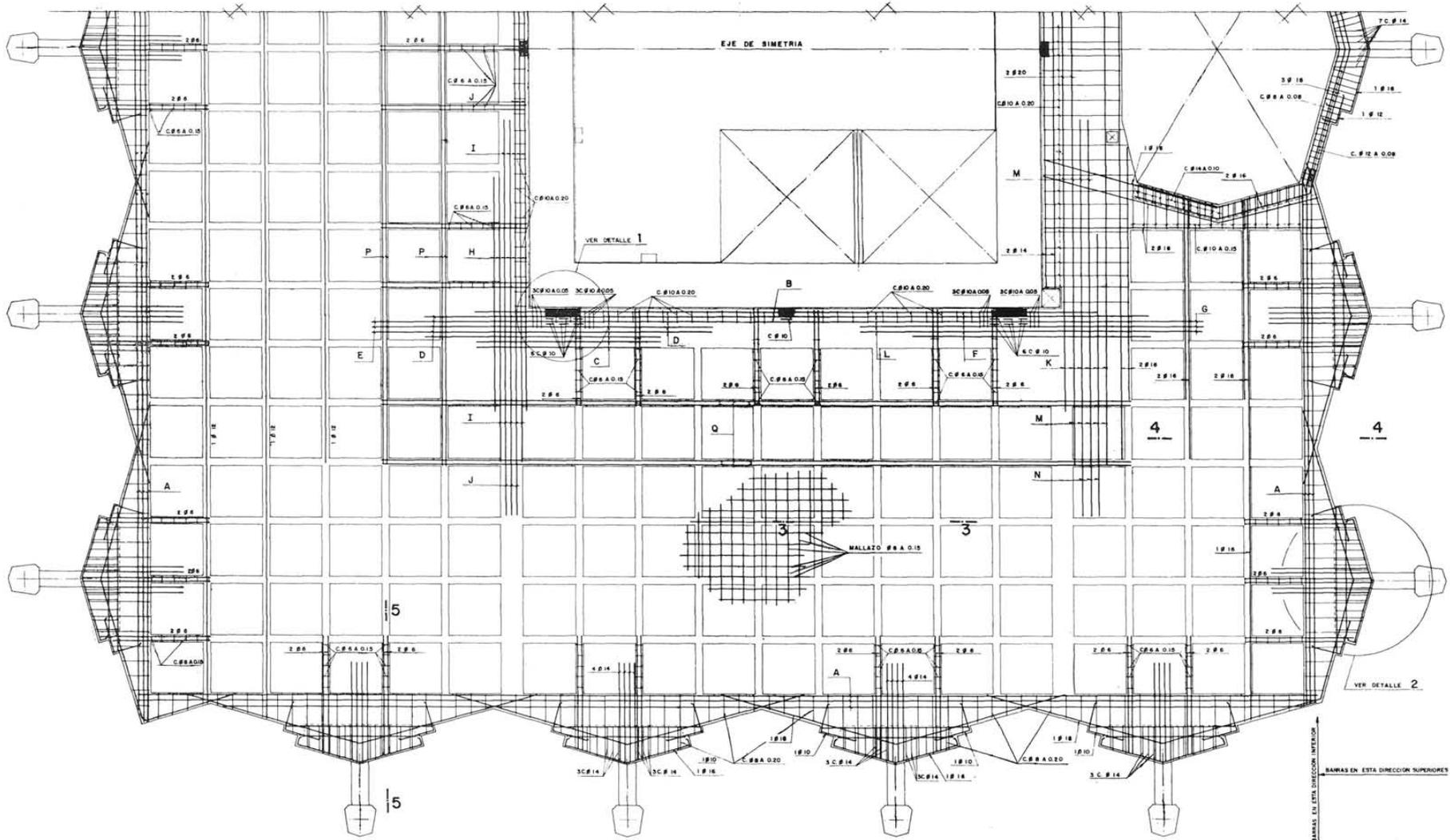
El anclaje interior de los cables se realizó por medio de placas metálicas colocadas en posición transversal a la caja que los aloja. De esta manera constituimos un elemento comprimido al cual se unieron las plantas tipo.

Los cables de los tirantes se ponían en carga desde la parte superior de la cabeza y se procedía en dos etapas, con el fin de que no se sobrepasaran las tensiones admisibles en el hormigón. Una vez terminadas de colgar todas las plantas se inyectaba la cavidad interna para la protección del acero.

Plantas tipo

La planta tipo de cada una de las dos torres colgadas está constituida por una losa de hormigón de 25 cm de espesor, aligerada con casetones de plástico. Esta losa es continua en toda su superficie y se apoya en el núcleo por medio de unas ménsulas metálicas, situadas en las esquinas y en los puntos medios. Las ménsulas metálicas se soldaron a las chapas metálicas dejadas en el núcleo durante su deslizamiento (fig. 18).

La armadura de la losa varía en función de su posición en la torre. Esto se debe a que en las plantas bajas se producen momentos flectores más importantes en las zonas próximas al nú-

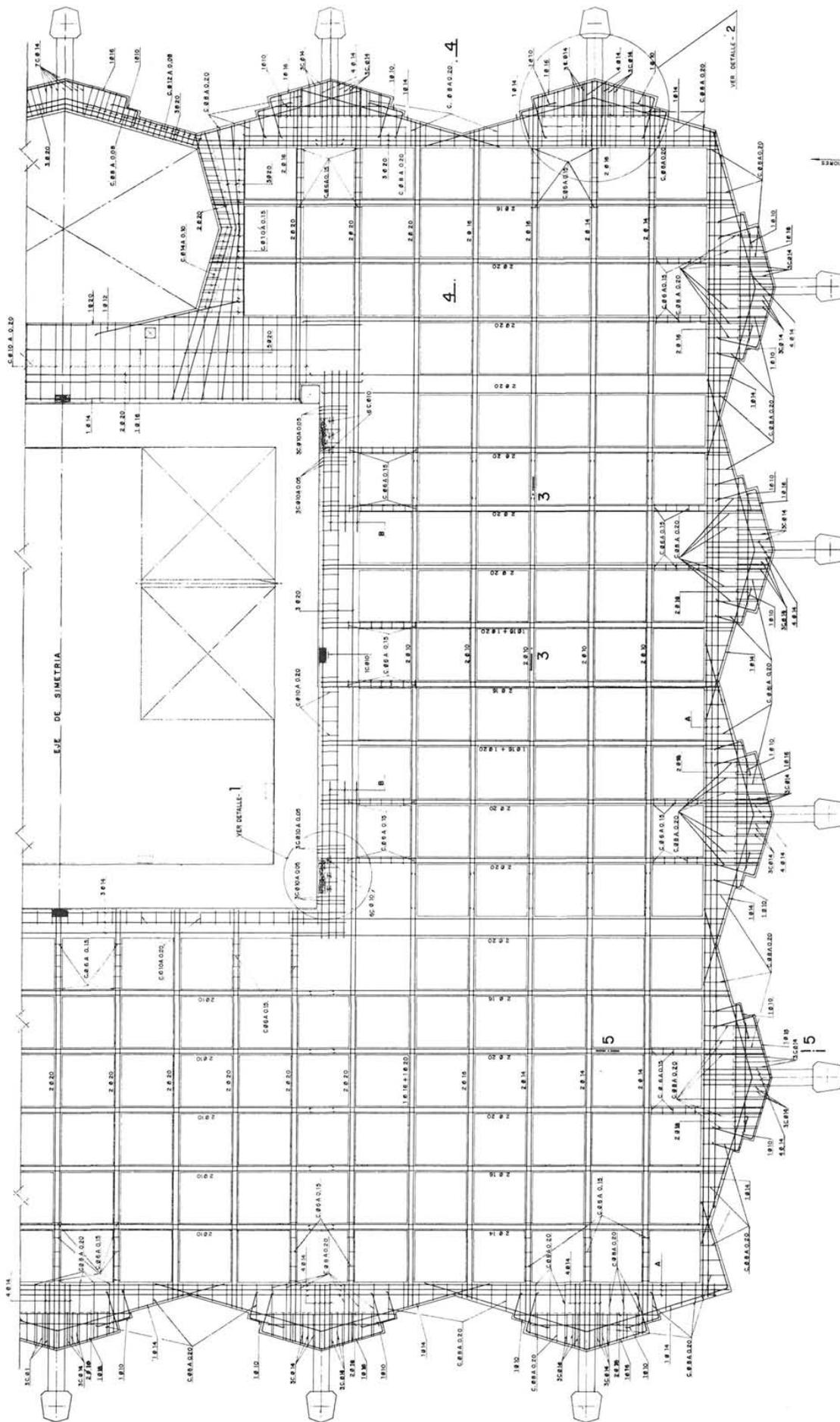


19 Planta de armadura superior.

NOTA:
 TODA LA ARMADURA QUE FIGURA EN ESTE PLANO
 ES ACERO DE LIMITE ELASTICO APARENTE DE
 4.600 Kg/cm²
 HORMIGON 300 Kg/cm³

PLANTAS	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	P	Q
DE 1ª ALA 7ª	3#20	3#22	3#25	3#25	3#25	3#25	3#25	7#20	5#20	3#20	7#20	3#25	3#20	3#20	2#16	1#18**
DE 8ª ALA 14ª	4#16	3#20	3#25	4#25	3#25	3#25	3#25	6#20	4#20	3#20	6#20	4#25	4#20	3#20	2#14	2#16
DE 15ª ALA 21ª	3#14	3#20	3#20	3#20	3#20	3#20	3#20	3#20	3#20	3#20	3#20	3#20	3#20	4#20	3#20	2#14

*ARMADURA REPRESENTADA EN LA PLANTA.



NOTA:
 TODA ARMADURA QUE FIGURA EN ESTE PLANO
 ES ACER DE LIMITE ELASTICO APARENTE DE 4600kg/cm²
 HORMIGON DE 300 kg/cm²

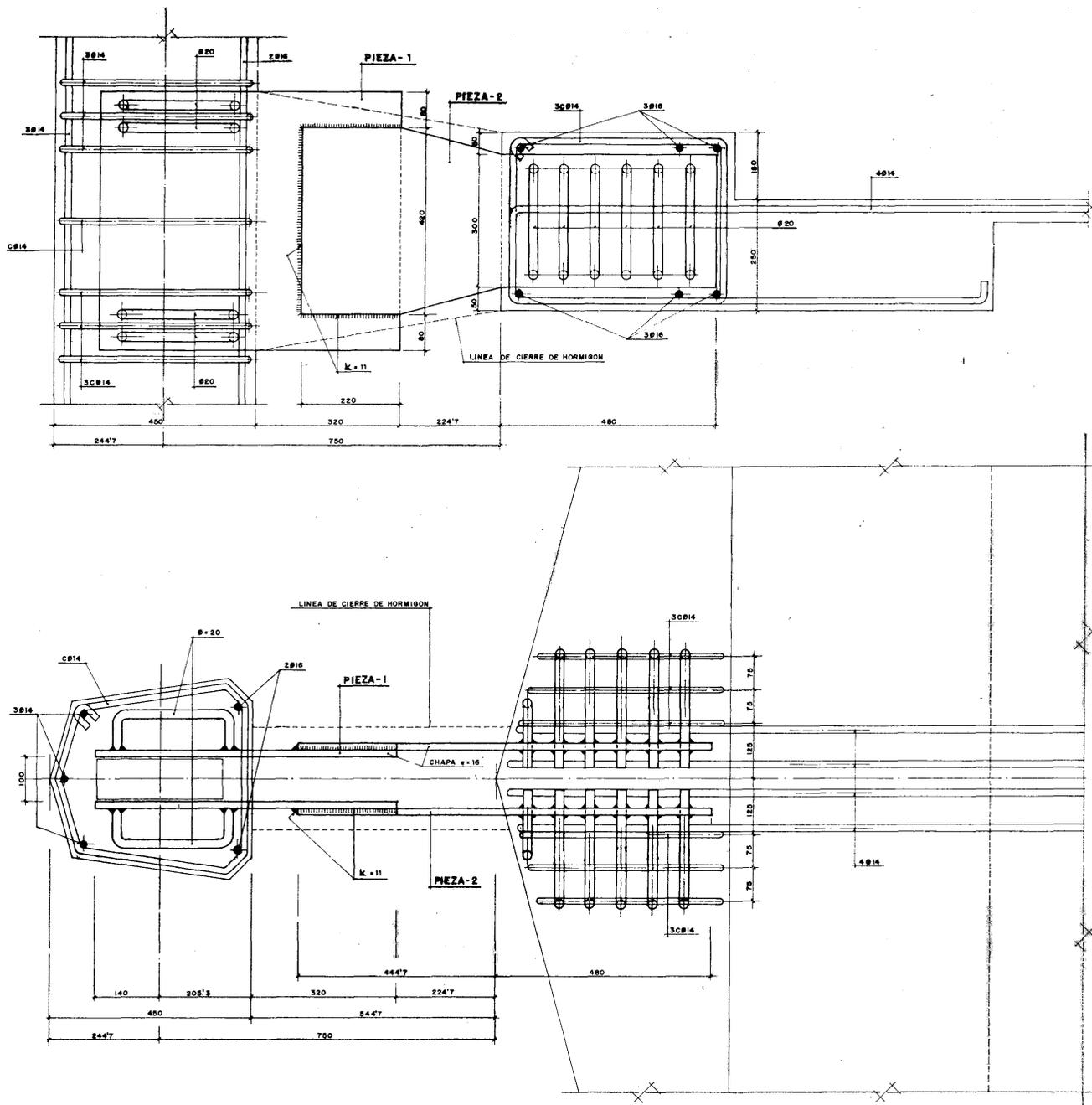
PLANTAS	A	B
DE 1ª ALA 7'	3 8 20 *	3 8 20 *
DE 8ª ALA 4'	4 8 16	2 8 20
DE 10ª ALA 2 1/2'	3 8 16	—

* ARMADURA REPRESENTADA EN LA PLANTA

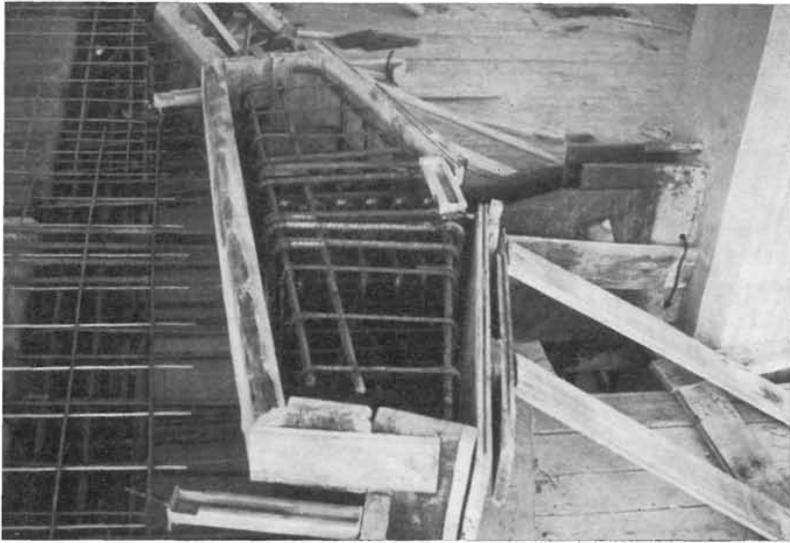
ARMAS EN ESTA DIRECCION INTERIORES
 ARMAS EN ESTA DIRECCION EXTERIORES

La razón para esta unión era que los descensos de la cimbra durante el hormigonado de las plantas tipo era muy importante, ya que colgaban, por medio de barras Dywidag, de la cabeza de la torre. Conforme más baja estuviese la planta, mayores alargamientos se producían en las barras y mayor descenso se producía en la cimbra.

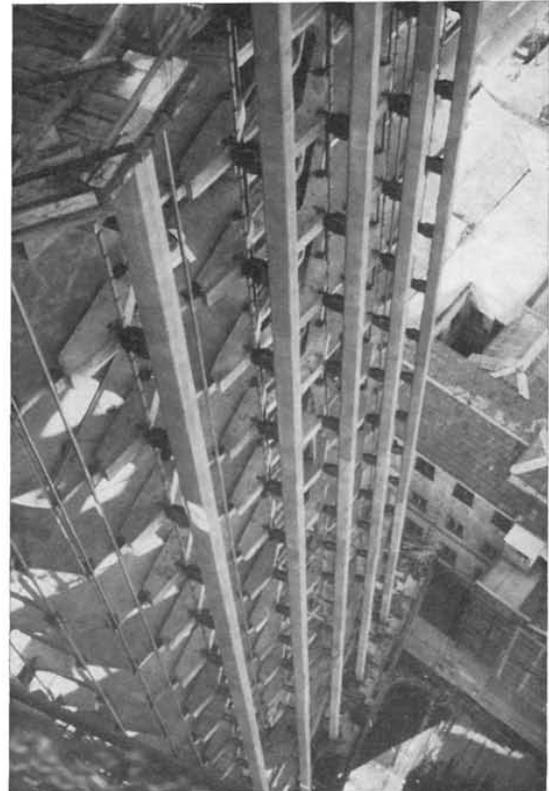
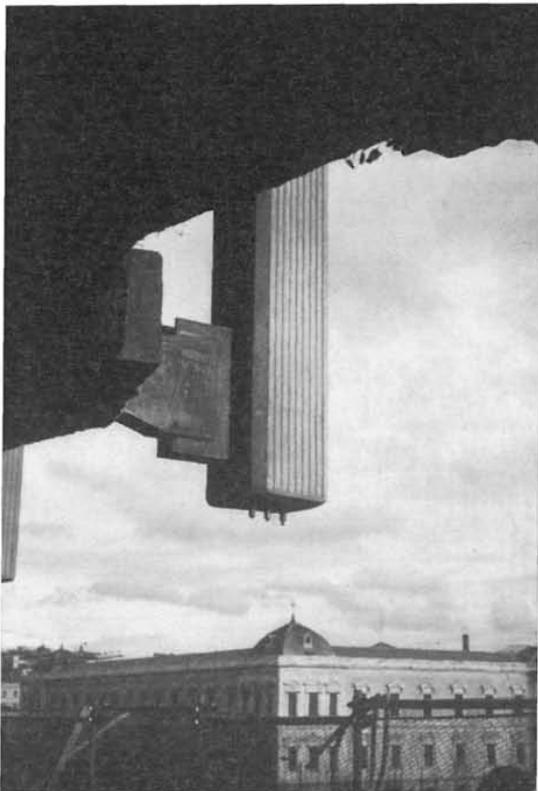
El hormigonado de las losas se realizaba de una manera circular alrededor del núcleo, empe-



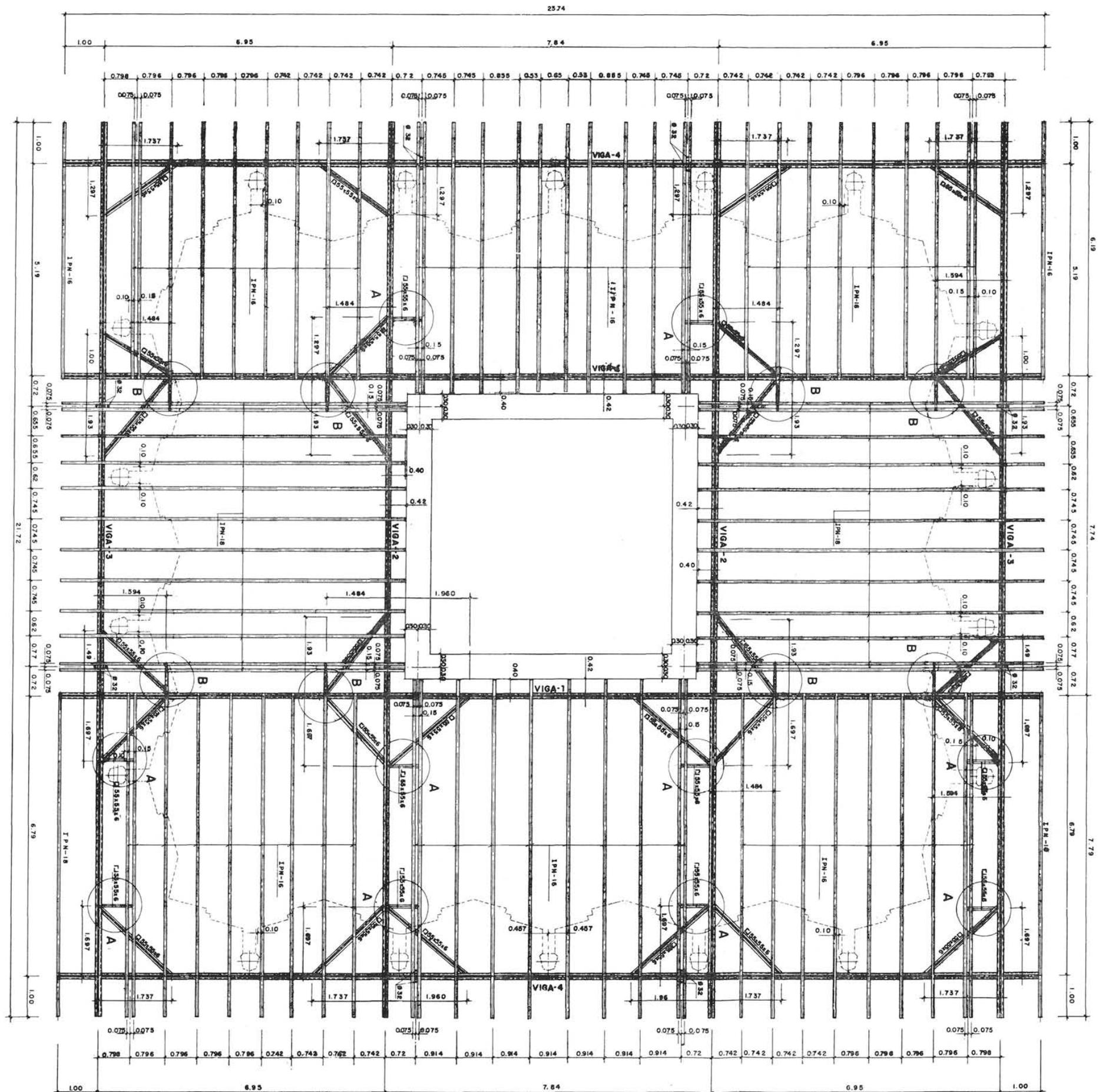
21 Unión entre pisos y tirantes.



22, 23 y 24
detalles de pisos
y tirantes



zando por las zonas próximas a él y acabando en las más alejadas. Cuando se terminaba el hormigonado se procedía al relleno, por hormigón, de las zonas situadas sobre las ménsulas metálicas que salían del núcleo y a la soldadura de las chapas metálicas de unión con los tirantes. Posteriormente se hormigonaban también estas chapas para protegerlas.

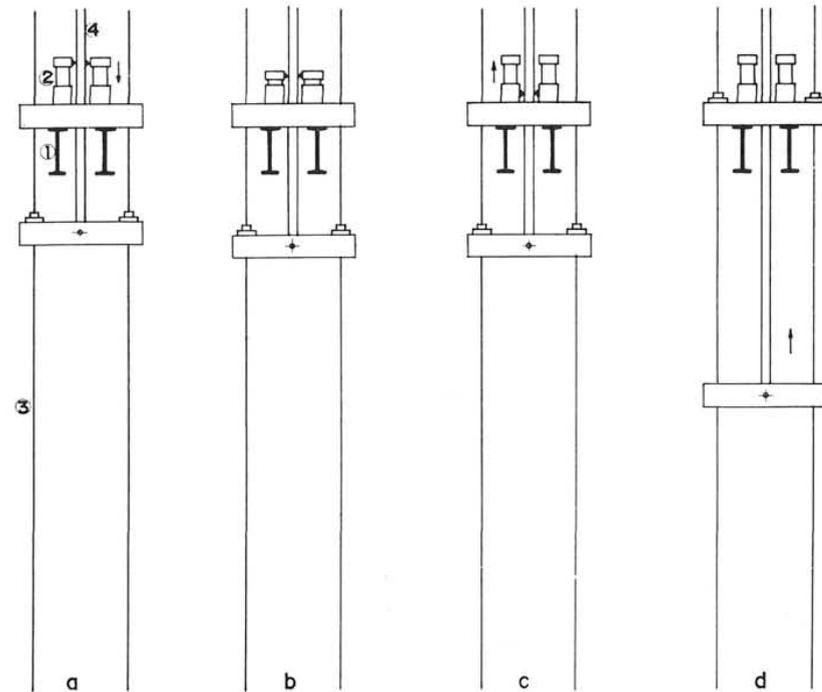


25 Planta de cimbra metálica.

Movimientos de la cimbra

La cimbra metálica estaba formada por cuatro vigas en celosía que circundaban al núcleo y por otras cuatro vigas perimetrales, también en celosía. Su dimensión en planta es un poco mayor que la planta tipo $21,72 \times 23,74$ m, y su canto, de 2,2 m. Sobre estas vigas se dispuso un forjado metálico y el entarimado que iba a soportar el encofrado. Dicho entarimado tenía una forma contraria a la deformada de la cimbra durante el hormigonado de la planta tipo (fig. 25).

Las operaciones de levantamiento y descenso de la cimbra se realizaron por medio de gatos trepadores de doble mordaza que se apoyaban sobre barras cuadradas de acero de alto límite elástico, colgadas de la parte superior del núcleo por medio de pequeñas ménsulas metálicas.



- 1) VIGAS METÁLICAS DE SUJECIÓN DE NÚCLEO
- 2) GATOS DE DOBLE MORDAZA
- 3) BARRAS DYWIDAG
- 4) BARRA CUADRADA

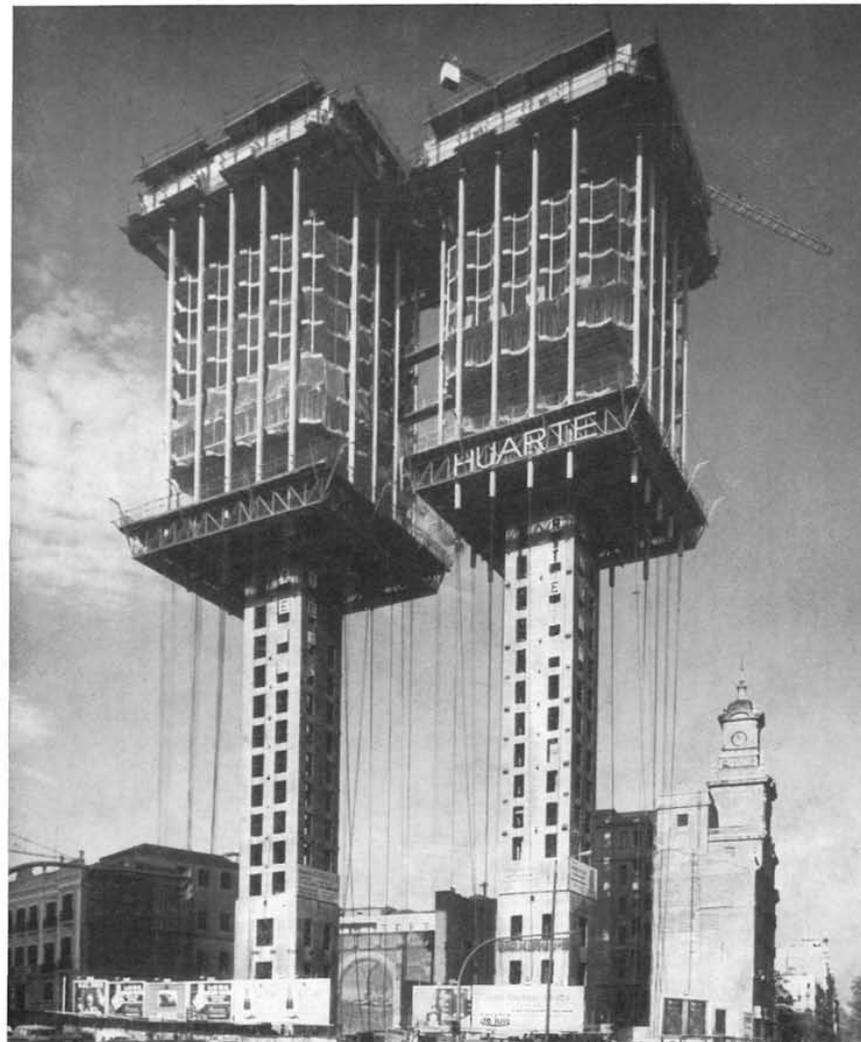
a) y b) DESCENSO DEL GATO 2 Y CON EL, LA BARRA CUADRADA Y LAS BARRAS DYWIDAG

c) RECUPERACION DEL GATO Y VUELTA A LA FASE a) -b) HASTA QUE LA CIMBRA METALICA HA DESCENDIDO DE PLANTA

d) ANCLAJE DE LAS BARRAS DYWIDAG EN LA PARTE SUPERIOR DURANTE EL HORMIGONADO DE LA PLANTA Y RECUPERACION DE LA BARRA CUADRADA



26 Detalle de barras de cuelgue de la cimbra.



27 Fases de descenso de la cimbra.

28 Construcción de una plant tipo.



Construcción de la planta inferior. **29**

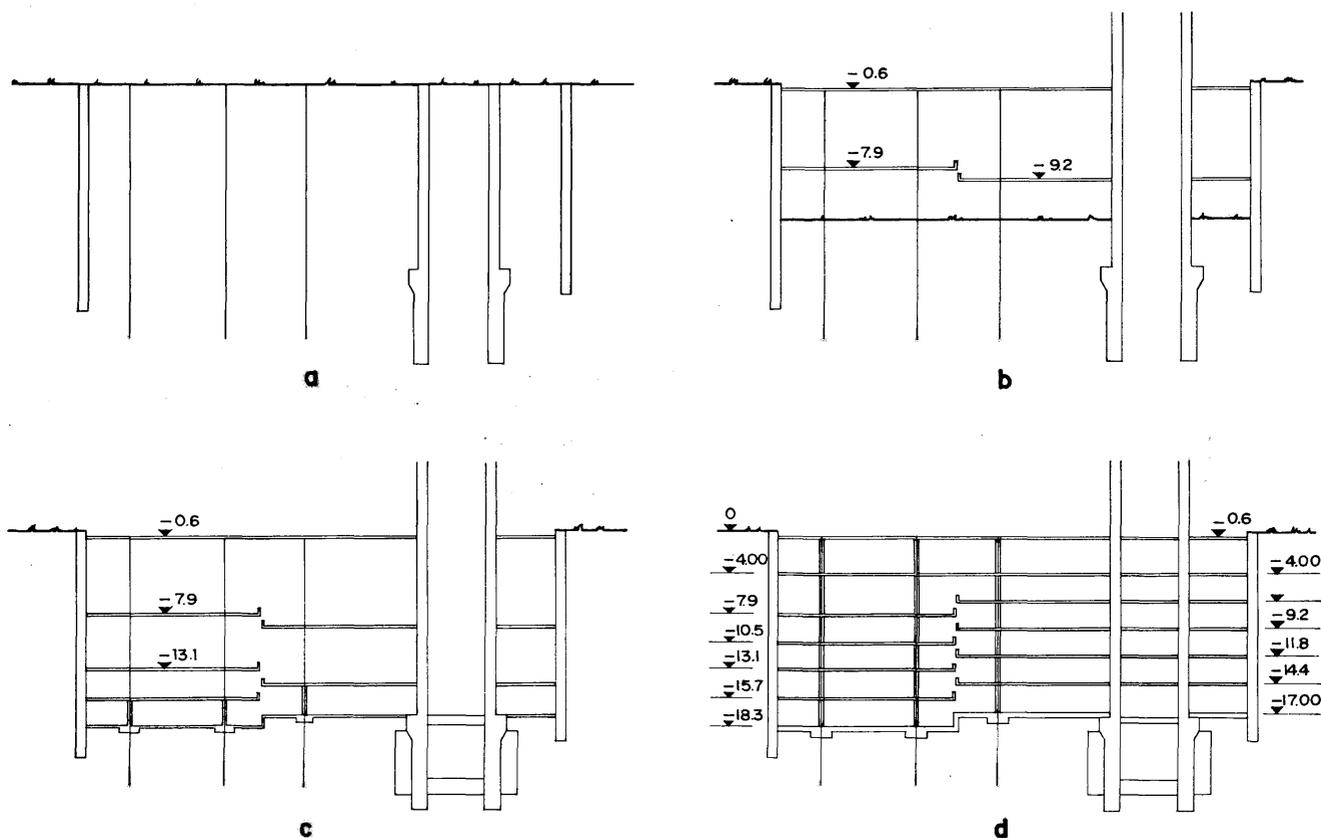
Durante el hormigonado de las plantas tipo esta sujeción de la cimbra no era suficiente y se sustituía por barras Dywidag que colgaban también desde la parte superior del núcleo. El esquema de las operaciones para el descenso y sujeción de la cimbra se representan en las figuras 26 y 27.

El descenso de la cimbra se realizaba de dos en dos plantas, lo que obligaba a que el tirante prefabricado tuviese una longitud de dos plantas. Cuando la planta había endurecido y la cimbra descendía dos plantas más, se procedía a la construcción de la planta que se había dejado entre ellas, lo cual se realizaba por procedimiento tradicional, apoyándose sobre la planta inferior. Por este procedimiento se pudieron realizar dos plantas por semana en cada una de las torres (figs. 28 y 29).

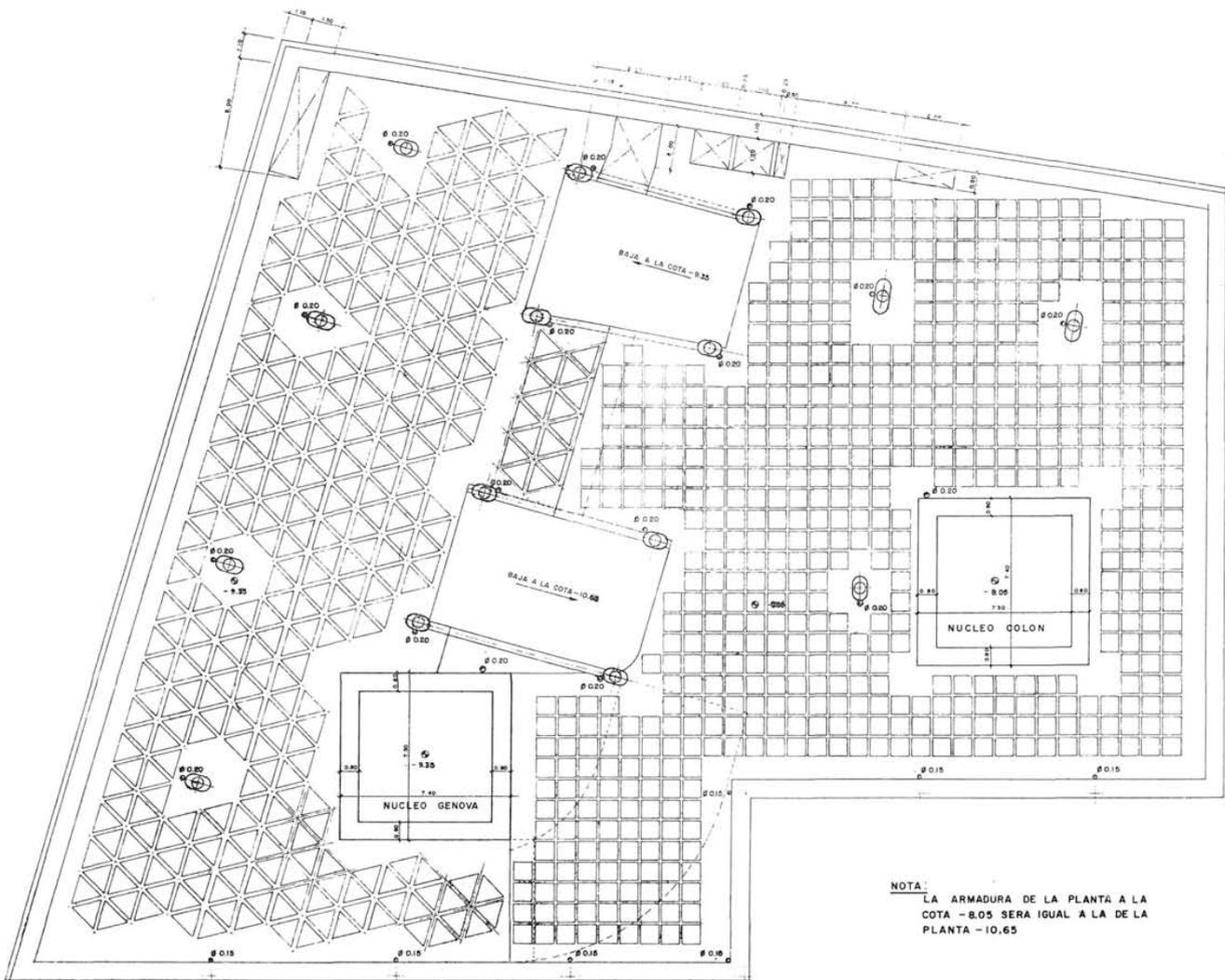
APARCAMIENTO INFERIOR

Las plantas enterradas del Edificio Colón son seis, de las cuales las cuatro inferiores se destinan al aparcamiento de vehículos, mientras que las dos superiores alojan la portería general del edificio y la planta de instalaciones mecánicas. La superficie de cada planta es de unos 1.700 m² y tiene forma aproximadamente trapecial.

Su estructura está formada por losas de hormigón armado de 40 cm de espesor, las cuales se aligeran con casetones de plástico. La distribución de los soportes de hormigón armado es muy irregular, dado que ha sido necesario acoplarlos a las necesidades del tráfico de vehícu-



30 Fases de construcción de las plantas sótano.

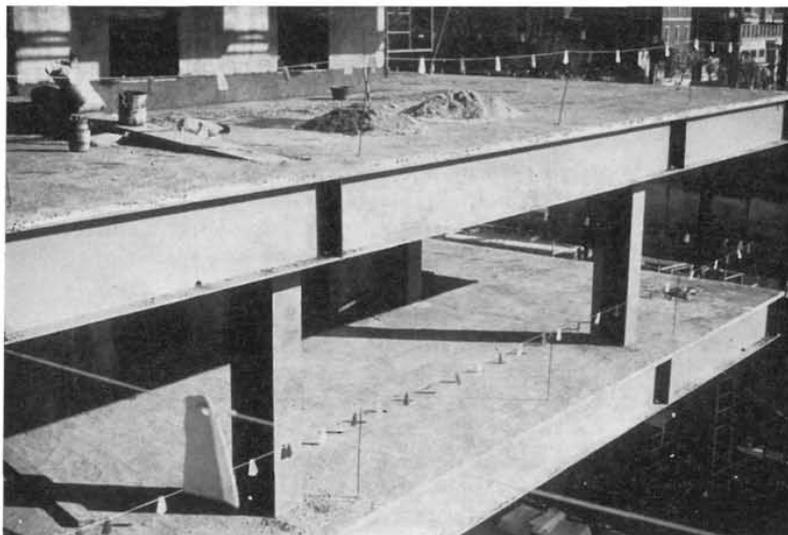


Planta de losas de sótanos. **31**

los. Las luces que se crean entre ellos son de aproximadamente 11 m. También se utilizan como soporte de las plantas los núcleos centrales de las torres.

La única particularidad que presenta esta obra radica en el procedimiento constructivo utilizado, que sigue las siguientes fases:

1. Se procede a la hincada de unos pilotes de 60 cm de diámetro en los puntos donde van a estar localizadas las columnas que soportan las plantas. De la misma manera, se procede a la excavación de las pantallas perimetrales, así como del núcleo de las torres. Esta última excavación se realizó a mano. Se hormigonaron las pantallas perimetrales y el núcleo (fig. 30a).
2. La excavación de las tierras del sótano no pudo realizarse con la ayuda de anclajes al suelo que estabilizasen las pantallas perimetrales. Esto se debe a estar situado el edificio entre medianerías de otros ya construidos y por la presencia del METROPOLITANO en las calles de Génova y Castellana.



Montantes metálicos que unen entre sí dos plantas voladas.

calización en alzado. En estos casos adoptamos un encasetonado triangular que determinaba una estructura de las plantas horizontales más rígida que la correspondiente a un encasetonado rectangular (fig. 31). El apoyo de estas plantas sobre los núcleos de las torres se realizó con apoyo deslizante para no transmitir empuje de tierras a unos elementos tan rígidos.

Durante las operaciones de excavación y construcción de losas se procedió a levantar el núcleo en toda su altura por deslizamiento de su encofrado. Esta operación se realizó a pesar de no estar completa su cimentación.

3. Una vez excavadas todas las tierras se procedió a complementar la cimentación de los núcleos principales, para lo cual se excavaron las tierras y se hormigonó una zapata, la cual se adosó al núcleo por pretensado transversal. Se utilizó hormigón de baja retracción.

La estabilidad del núcleo estaba garantizada, ya que su profundidad era algo mayor que la correspondiente a la excavación de la zapata. Además, se acodó provisionalmente en la planta situada a la cota $-0,6$. Durante esta fase se estaban construyendo las cabezas pretensadas que cuelgan las torres.

De la misma manera, en los puntos donde estaban situados los pilotes se procedía a la excavación de una cimentación directa que habría de servir de soporte a la carga de los pilares que sostienen las plantas. Los pilotes y su profundidad sólo estaban dimensionados para soportar el peso de las plantas construidas. Los pilotes se recrecían y se iban levantando las plantas no construidas (fig. 30c).

Como estos pilotes recrecidos debían sostener no sólo las nuevas plantas, sino también las que se construyeron en la fase de descenso de la excavación, se procedió a dejar unos orificios superiores en dichas plantas, a través de los cuales se rellenaba la junta que obligatoriamente sale en la unión entre un elemento que se hormigona de abajo a arriba y la losa construida en la parte superior. A este relleno se le complementó con una inyección de la junta.

Por este procedimiento se completó la construcción de los sótanos de abajo a arriba (figura 30d).

Se puede decir que la construcción del edificio se planteó, en su totalidad, simultaneando la construcción de las torres y de las plantas enterradas.

ZONA INTERMEDIA

Entre las dos torres colgadas y las plantas de sótano se disponen tres plantas situadas a las cotas 3,35, 6,57 y 10,22. Su ocupación es la superficie total del solar y su uso es diverso.

Estas plantas estaban previstas en el proyecto del edificio, pero no en su amplitud definitiva. Una vez acabadas las torres colgadas se pensó en ampliarlas mucho, y sobre todo, lo que fue definitivo de cara a su estructuración resistente, se establecieron unas zonas voladas de hasta 9,5 m para las cuales no estaban previstos ni el núcleo ni los soportes inferiores.

Esto nos condujo a adoptar una estructura metálica lo más ligera posible y cuya distribución de vigas representamos en la figura 32. En dicho plano se distinguen dos zonas claramente diferenciadas: En la parte inferior, una distribución de vigas ortogonal, mientras que en la parte superior la distribución de vigas es muy irregular.

La razón para esta distribución está en la situación de los soportes. Toda la parte correspondiente a la cuadrícula ortogonal tiene como único soporte los dos núcleos correspondientes a las torres. Se encuentra toda ella en voladizo. La parte posterior irregular se debe a que sus soportes corresponden a la zona de sótanos y cuya distribución, hemos visto, está determinada por la circulación de vehículos. La estructura-losa, debido a su enorme capacidad de trabajar en cualquier dirección, es muy adecuada para su apoyo en puntos muy irregularmente distribuidos. Sin embargo, una estructuración lineal, como corresponde obligatoriamente a la estructura metálica, se acopla muy mal a la irregularidad. De ahí su extraña forma en planta.

Esta estructura metálica —elemento absolutamente parásito en un edificio enteramente de hormigón— se desarrolla únicamente en las plantas 6,57 y 10,22. La planta 3,35 mantiene las dimensiones previstas en el proyecto base y por tanto se ha podido construir de hormigón. Para reducir las flechas correspondientes a las zonas voladas se establecieron conexiones rígidas entre ambas, por medio de pilares metálicos unidos a las vigas por tornillos de alta resistencia, que efectuaban el papel de los montantes en las vigas Vierendel (fig. 33).

résumé

Structure des tours de Colón. Madrid - Espagne

C. Fernández Casado, J. Manterola et L. Fernández Troyano, Drs. Ings.

Dans cet article sont décrites les directives générales pour l'organisation de la structure en béton de ce bâtiment singulier, qui a été imposée par les impératifs du terrain et le maximum d'utilisation des niveaux qui en résultent.

En premier lieu, il est traité le problème spécifique: les tours suspendues et leur comportement de résistance. Les éléments qui constituent ces tours, tels que le noyau, la plate-forme de suspension, les tirants, les niveaux type et le mouvement du cintre sont étudiés séparément. En deuxième lieu, il est présenté la solution adoptée pour la partie souterraine. Finalement, il est expliqué la zone intermédiaire prévue dans le projet primitif, mais non pas dans son ampleur définitive, qui est la seule partie résolue avec une structure métallique pour des raisons dûment justifiées.

summary

Structure of the Columbus Towers. Madrid - Spain

C. Fernández Casado, J. Manterola and L. Fernández, Drs. in Engineering

This article describes the general guidelines for planning the concrete structure of this unique building which was necessary in view of the site's special requirements and maximum utilization of the resulting floors.

In the first place, it deals with the specific problem, which is the suspended towers and their resistance, with the basic elements being studied separately: nucleus, upper head or suspension platform, tierods, ground floors and formwork movement. In the second place, the solution adopted for the underground part is taken into consideration and finally the article explains the intermediate zone foreseen in the initial project, although not in its final scope, which is the only part which, for justified reasons, was solved using a metallic structure.

zusammenfassung

Struktur der Kolumbus-Türme. Madrid - Spanien

C. Fernández Casado, J. Manterola und L. Fernández Troyano, Dr.-Ingenieure

In diesem Artikel werden die allgemeinen Richtlinien für die Organisation der Betonstruktur dieses einzigartigen Gebäudes beschrieben, die auf Grund der unvermeidlichen Forderungen des Grundstückes und einer maximalen Benutzung der entstehenden Stagen vorgeschrieben war.

In erster Linie wird das spezifische Problem, die hängenden Türme und ihr Verhalten behandelt. Es werden getrennt die einzelnen Elemente studiert: Kern, Oberer Kopf oder Hängende Plattform, Träger, Etagen und Lehbogenbewegung. Danach wird die für den Kellerteil angenommene Lösung besprochen und abschliessend wird die im Anfangsprojekt vorgesehene Zwischenzone beschrieben, jedoch nicht in seiner endgültigen Weite, wobei es sich um den einzigen Teil handelt, der aus berechtigten Gründen als Metallstruktur verwirklicht wurde.