

De nave de estabulación a sede del Ballet Nacional

JESÚS GÓMEZ HERMOSO(*)

RESUMEN Se realiza en este documento una descripción de la rehabilitación llevada a cabo en la antigua nave de estabulación situada en el Pº de la Chopera, perteneciente a los antiguos mataderos de Madrid, para su adaptación como Sede del Ballet Nacional de España y de la Compañía Nacional de Danza.

Se describe el estudio realizado sobre el estado inicial de la estructura, así como el estudio geotécnico, el ensayo de tracción de micropilotes y el campo de pruebas de jet-grouting llevados a cabo, aportando el planteamiento de los mismos, los resultados obtenidos y las conclusiones prácticas alcanzadas.

Finalmente se expone la solución adoptada, tanto para la cimentación como para la estructura de las zonas generales y la cubierta de las salas de ensayo.

FROM COWSHED BUILDING TO NATIONAL BALLET BUILDING

ABSTRACT *This document describe the restoration of the ancient cowshed building, placed on Chopera street, pertaining to ancient Madrid slaughterhouse, for its adaptation to Spain National Ballet and Dance National Company Building.*

It describe the investigation made about the structure original state, the geotechnic study, micropilots traction test and the jet-grouting test made, giving the hypothesis, the results and the final practice conclusions.

Finally it expose the foundation, the general structure and de cover structure solutions.

Palabras clave: Ballet Nacional; Jet-grouting; Micropilotes; Rehabilitación.

1. INTRODUCCIÓN

La rehabilitación de un edificio plantea siempre una serie de incógnitas que, en numerosas ocasiones, en la fase de proyecto ni se pueden resolver ni siquiera se conocen en su totalidad. Por una parte, con frecuencia se desconoce su estado real y, por otra, casi nunca se dispone de los planos de construcción del primer edificio.

Por tanto, el desarrollo de la obra se convierte no sólo en una labor propiamente constructiva, sino de investigación de dicho estado y de análisis de las soluciones posibles para llegar a adoptar aquéllas que se consideran óptimas teniendo en cuenta los distintos factores que intervienen en el proceso (técnicos, económicos, estético-artísticos, plazo de construcción y de puesta en servicio de la obra,...).

Por otra parte, debe distinguirse entre los conceptos de rehabilitación y reparación. La primera tiene como objetivo un cambio de uso o una actualización del mismo, mientras la segunda pretende corregir los defectos de distinto orden (estructurales, instalaciones, acabados, fachadas,...) que presenta el edificio. En este caso se pretende alcanzar ambas metas, ya que se pasaba de un uso como naves de estabulación a otro como sede de una institución artística, y además era preciso reparar las fisuras provocadas por el movimiento de la estructura que se apreciaba tras el asiento diferencial que manifestaba la cimentación.

Como en otras actuaciones, tanto las técnicas empleadas en cimentación como las soluciones estructurales desarrolladas, han sido varias y no únicas, ya que la combinación de ellas dirigía hacia la solución estimada como más adecuada.

2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio se encuentra situado en el Paseo de la Chopera (Dehesa de la Arganzuela), formando parte del conjunto de los antiguos mataderos de Madrid. Inicialmente estaba dividido en 19 naves de dos plantas, con 559 m² por cada nave y planta.

La construcción original data de finales del siglo XIX, encontrándose en desuso durante los veinte años anteriores a la presente actuación (foto 1, Noviembre de 1992).

La propuesta de uso para el Ballet Nacional de España (B.N.E.) y la Compañía Nacional de Danza (C.N.D.), supone un importante cambio en la distribución interior del edificio. La nueva organización de espacios ubica en la planta baja la recepción general y la dirección, las salas de ensayo, los vestuarios colectivos y los talleres y almacenes. En la planta primera se encontrarán los recintos de administración y dirección con espacios de apoyo y servicios generales, los vestuarios y camerinos de primeras figuras, almacenes y talleres de diseño (figura 1).

Aunque la mayor parte de los nuevos usos no requieran un cambio radical en la estructura interior del edificio, las salas de ensayo, por su mayor necesidad de altura para los propios ensayos y para poder disponer de decorados e instalación de luminotecnía, han requerido una modificación sus-

(*) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe Dpto. Cimientos y Estructuras. Delegación Madrid-Edificación II. FCC Construcción, S.A.



FOTO 1. Estado inicial.

tancial suprimiendo el forjado de la planta primera y transformando ocho de las naves previas en cuatro salas.

3. ESTADO INICIAL DE LA CIMENTACIÓN Y LA ESTRUCTURA

En la primera inspección sistemática que se realizó del estado del edificio se observó la presencia de una fisuración reiterada de los muros portantes principales (separadores de las naves) y en los secundarios perpendiculares a ellos, más importante en la zona próxima al río Manzanares y más notable cuanto más hacia el Sur se encontraban los mismos, procediéndose al levantamiento de un conjunto de croquis

en los que se reflejara la situación, dimensiones y entidad de la mencionada fisuración (figura 2).

La estructura sustentante y vertical del edificio se hallaba constituida por los citados muros de fábrica y por elementos metálicos (soportes de fundición en la planta inferior y soportes compuestos de acero en la superior), mientras que la estructura horizontal que constituía los forjados la formaban vigas y viguetas de acero, encontrándose distribuidas las primeras en dirección paralela a los muros (foto 2).

Para conocer la composición y el estado de la cimentación se realizaron una serie de calicatas que permitieron confirmar la tipología de cimentación superficial que se presupo-

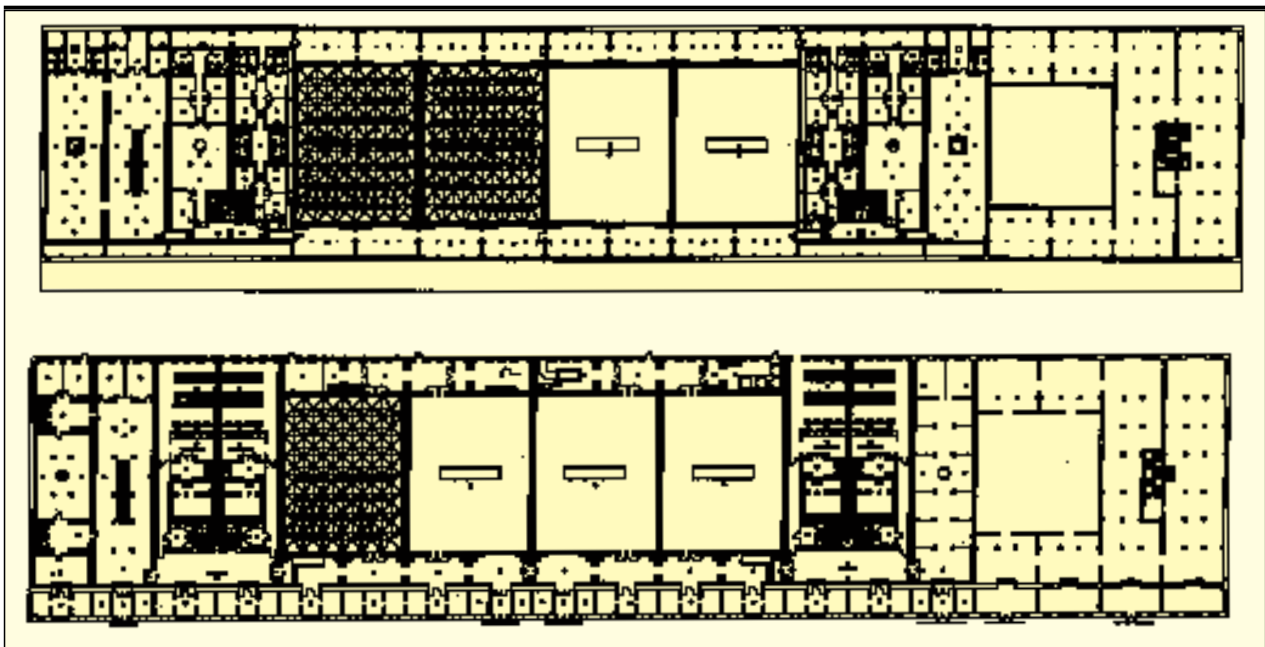


FIGURA 1. Distribución y usos.

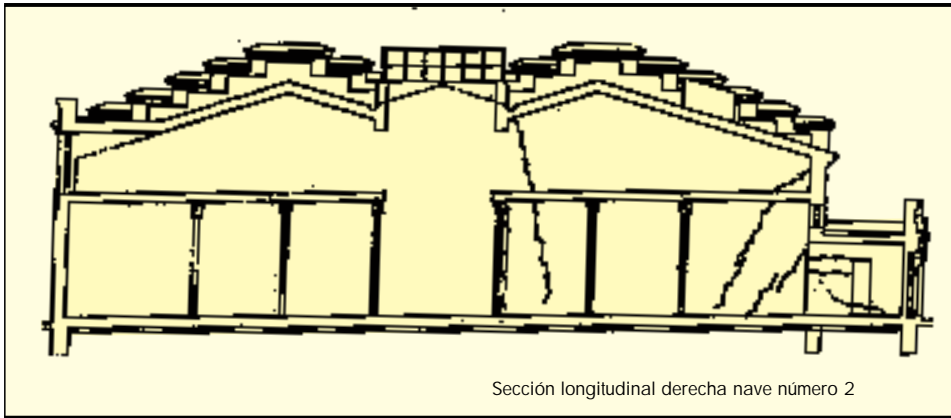


FIGURA 2. Croquis de fisuración de muros principales.



FOTO 2. Estado inicial de la estructura.

nía tenía el edificio. Las zapatas, corridas en el caso de los muros y aisladas en el de los soportes metálicos, estaban constituidas por hormigón en masa, ciclópeo en algunos casos y con árido de menor tamaño máximo en otros. En la figura 3 pueden apreciarse las dimensiones de los citados elementos de cimentación para los soportes de fundición y para el muro intermedio paralelo a las fachadas principales, y en la figura 4 las de los muros de división de naves.

El estado de conservación de los distintos elementos metálicos era muy deficiente, con una notable modificación en su composición que reducía su capacidad resistente. Los soportes de fundición presentaban una fuerte desviación de unos respecto a otros por lo que se refiere al nivel de alteración de sus características mecánicas, encontrándose algunos parcialmente inundados de agua en su interior.

Sobre las muestras tomadas de los soportes y las vigas se realizaron análisis químicos, ensayos de tracción, fotomicrografías y fotomicrografías, alcanzándose las siguientes conclusiones:

- Aunque podían considerarse soldables, el contenido en fósforo y azufre era elevado, debiéndose controlar la producción de escorias durante la ejecución de las soldaduras.
- El límite elástico era del mismo orden que el de los aceros del tipo A42b, aunque su tensión de rotura era inferior.
- La corrosión detectada no hacía imprescindible la sustitución de los perfiles, pero disminuía la sección resistente de los mismos, reduciendo el coeficiente de seguridad del elemento estructural. Sin embargo, no afectaba al núcleo, estando éste libre de separación intergranular y, en general, de exfoliaciones.
- La alteración de la composición de los soportes de fundición era muy heterogénea, presentándose algunos en un estado relativamente bueno y otros, la mayoría, con una reducción importante de sección.

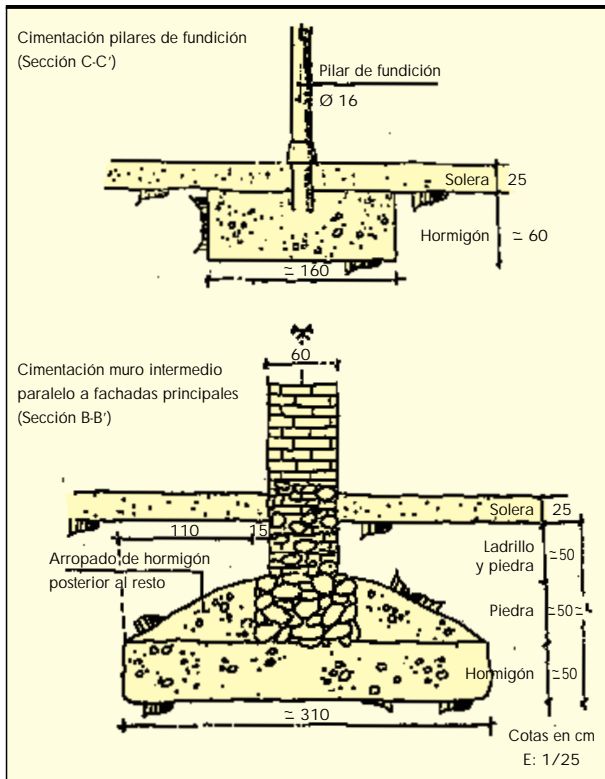


FIGURA 3. Cimentación de pilares y muros.

4. ESTUDIO DEL TERRENO

Teniendo en cuenta los movimientos sufridos por la estructura debidos al asiento diferencial de la cimentación, se estimó conveniente realizar un estudio geotécnico que permitiera conocer las características del terreno, así como confirmar la influencia que pudiera tener la proximidad al mencionado río en el comportamiento de la cimentación.

Se llevaron a cabo tres ensayos penetrométricos en el interior de las naves y tres sondeos exteriores a las mismas, pero muy próximos a ellas. Mientras el rechazo en los primeros se encontraba aproximadamente en la cota -3,50 m, los resultados obtenidos con los segundos eran los recogidos en la tabla 1.

En los dos metros y medio superiores se localizaron unos rellenos con fangos, cantos y restos de ladrillos, mientras que el metro y medio inmediatamente inferior se encontraba formado por arcilla arenosa fangosa gris oscura con escasa capacidad portante. Bajo esta capa se hallaban unas arcillas

SONDEO	NAVE	NIVEL FREÁTICO	COTA RECHAZO
1	14-15 (lado río)	-2,40 m	-5,05 m
2	4-5 (lado río)	-2,25 m	-4,40 m
3	8 (lado P ^o Chopera)	-2,50 m	-4,30 m

TABLA 1.

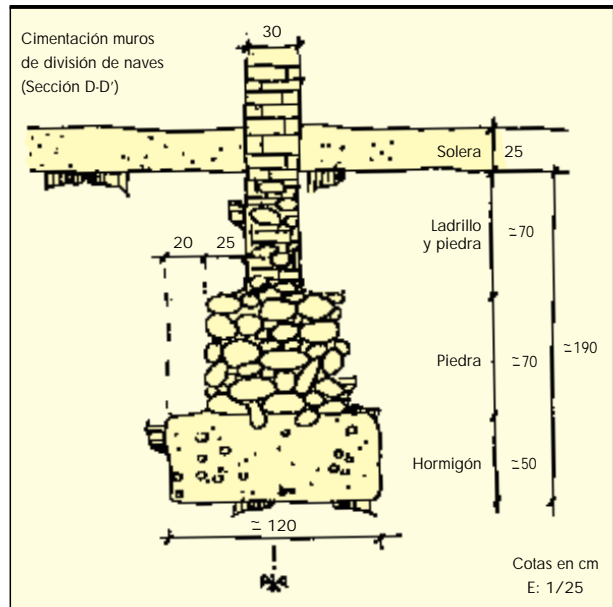


FIGURA 4. Cimentación de muro principal.

de color gris oscuro con tonalidades verdosas, marrones y rojizas, con una capacidad portante suficiente para recibir las acciones de una cimentación directa con asientos diferenciales admisibles.

Esta composición del suelo bajo la cimentación del edificio explicaba el asiento diferencial que se había producido con el paso del tiempo. Tanto la proximidad al río como los restos naturales propios del uso del edificio habían deteriorado las características resistentes del terreno, facilitando el movimiento del mismo, el de los muros de fábrica y la fisuración de éstos.

5. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Con la patología que presentaba el edificio y los resultados del estudio geotécnico realizado, se planteó como solución para la cimentación una tipología profunda (pilotes, micropilotes) o semiprofunda (pozos), estudiándose también la alternativa del jet-grouting.

Entre las diversas opciones se estudió también una solución mixta, independizando la estructura del edificio en función de las cargas posteriores previsibles. De esta forma los muros de fábrica que permanecieran serían recalzados mediante la técnica del jet-grouting, mientras los elementos portantes de la futura estructura, tanto de planta primera y cubierta, como de esta última sobre las naves de ensayo, transmitirían la carga al terreno mediante micropilotes.

La cimentación semiprofunda mediante pozos se descartó en las primeras etapas de análisis por las dificultades constructivas y de seguridad que entrañaba. La excavación en terreno con poca cohesión en la zona superior obligaba a entibar cada una de las zapatas interiores a las naves, y el elevado nivel freático provocaba el necesario y continuo bombeo durante la ejecución de la cimentación, compuesta por pozos de unos 4 metros de profundidad bajo las zapatas.

Para el desarrollo de la cimentación profunda con micropilotes, o con la técnica del jet-grouting, era recomendable realizar unos estudios específicos para conocer a priori tanto algunas características específicas del terreno que había de

envolver a los primeros, como de las columnas resultantes tras la aplicación de la segunda técnica mencionada.

5.1. MICROPILOTES

La cimentación mediante micropilotes estaba prevista con elementos de 150 mm de diámetro con armadura tubular de acero y cargas unitarias de 10, 16, 20 y 25 Tn. El cálculo de la longitud de los micropilotes necesaria para cada carga se realiza teniendo en cuenta su resistencia por fuste y, siendo el número de aquéllos muy elevado, se estimó conveniente realizar un ensayo de tracción que permitiera conocer el valor de la misma en el propio suelo en el que se iban a ejecutar. De este modo se podría realizar un cálculo más ajustado a las características del terreno y optimizar el coste de la cimentación.

Las condiciones de la prueba de carga han sido las siguientes:

- Se ensayan micropilotes empotrados 4,00 m en las “peñuelas”.
- No se considera la influencia de rellenos y suelos situados sobre la mencionada “capa competente”, disponiendo una vaina aislante.
- Se desprecia la resistencia por punta, ya que es pequeña y, para las cargas y deformaciones del pilote en servicio, es posible que no se llegue a desarrollar. Con esta consideración el ensayo resulta más sencillo y el resultado obtenido permanece del lado de la seguridad.

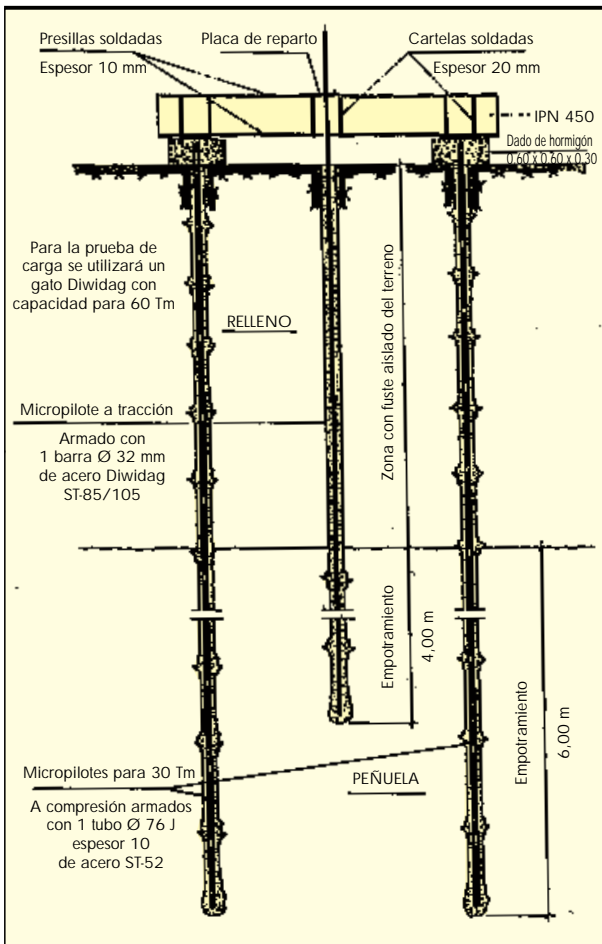


FIGURA 5. Ensayo a tracción de micropilotes.

- La armadura tubular del micropilote se sustituye por una barra Diwidag de acero especial que permite transmitir grandes tracciones, no afectando este cambio a la resistencia por fuste del micropilote.
- El ensayo se realiza en la fachada del edificio que se encuentra frente al parque, la de terreno más desfavorable.

En la figura 5 se muestra el esquema del ensayo a tracción de micropilotes. En el mismo se aprecian los dos pilotes laterales de 30 Tn que trabajan a compresión, armados con un tubo Ø76,1 de espesor 10 de acero ST-52, y empotrados 6,00 m en la “peñuela”. Sobre estos micropilotes se ejecutan sendos dados de hormigón de 0,60x0,60x0,30 m, sobre los que se sitúan dos perfiles metálicos IPN450 y, en su punto central, el gato Stronghold tipo G3-120. El micropilote que se ensaya a tracción tiene dispuesta una armadura constituida por una barra Ø32 mm de acero Diwidag ST-85/105, con un empotramiento de 4,00 m en la “peñuela”, como ya se ha indicado anteriormente. En la foto 3 se aprecia el montaje real del esquema descrito.

La medición de las deformaciones se realizaba mediante un dispositivo con tres flexímetros alrededor del micropilote sometido a tracción, cuya media facilitaba el valor adoptado. Se consideró finalizada la prueba de carga una vez que se perdía la linealidad entre la acción actuante y las deformaciones obtenidas.

Los escalones de carga establecidos fueron de 5 en 5 toneladas hasta las 20, pasando a ser de 7,50 entre dicho valor y las 57,5 Tn. El tiempo previsto inicialmente de aplicación de cada uno de los mencionados escalones fue el siguiente:

Carga (Tn)	Tiempo
5	15 min
10	1 hora
15	12 horas
20	1 hora
27,5	1 hora
35	1 hora
42,5	1 hora
50	1 hora
57,5	1 hora
65	24 horas



FOTO 3. Yugo del ensayo a tracción de micropilotes.

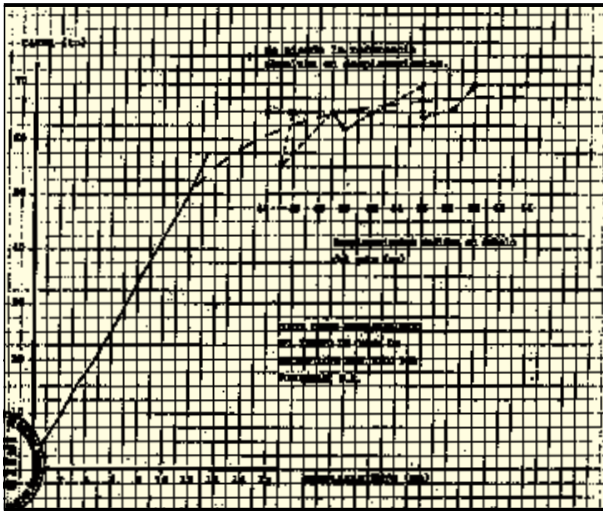


FIGURA 6. Resultados del ensayo a tracción de micropilotes.

En la figura 6 se recoge la curva carga-deformación que se obtiene como resultado de las mediciones realizadas durante el ensayo. Se aprecia una marcada linealidad hasta valores de la carga de 50 y 57,5 tn. A partir de ésta las irregularidades se hacen ostensibles y se pierde la mencionada proporcionalidad.

Tomando como carga de rotura el valor de 55 tn, un coeficiente minoración de 2,5 y la longitud de empotramiento del ensayo de 4,00 m, se obtiene una resistencia por fuste de 1,17 kp/cm², dato adoptado para el cálculo de las longitudes de empotramiento de los micropilotes para cada una de las cargas recibidas de la estructura.

5.2. JET-GROUTING

Esta técnica de cimentación, relativamente poco conocida y aplicada respecto a otras más tradicionales de cimentación semiprofunda, permite una rápida y más fácil ejecución que los pozos. Sin embargo, su propio método de puesta en obra, que consiste en la formación de columnas de suelo-cemento realizadas mediante inyección de lechada en el terreno con rotación y elevación del varillaje al tiempo que se forman aquéllas, obliga a realizar un estudio previo que permita conocer las características mecánicas que son esperables de la combinación final de materiales.

Para cubrir dicho objetivo se desarrolló un campo de pruebas en el que se combinaron diversas dosificaciones de cemento y número y diámetro de boquillas de inyección, así como la velocidad de ésta. Las características comunes a las ocho columnas fueron las siguientes:

- Presión de inyección 400 kp/cm²
- Densidad de la lechada de cemento 1,53 g/cm³
- Relación agua/cemento (en peso) 0,92

Los parámetros diferenciales y sus valores figuran en la tabla 2.

Una vez ejecutadas las columnas que constituyen el campo de prueba, y tras el fraguado y endurecimiento inicial, se procede a la excavación del terreno hasta la cota que permite el nivel freático. Posteriormente se realiza la extracción de testigos para proceder a los ensayos de rotura por compresión.

En la figura 7 se recoge la situación en planta de las distintas columnas respecto a las naves del edificio, una sección esquemática de cada una de ellas (la C-1, que por diversas razones no se ejecutó correctamente, se desechó), sus diámetros equivalentes (en cm), la posición de las 18 probetas-testigo extraídas y su resistencia a compresión (en kp/cm²), así como la cota correspondiente al nivel freático.

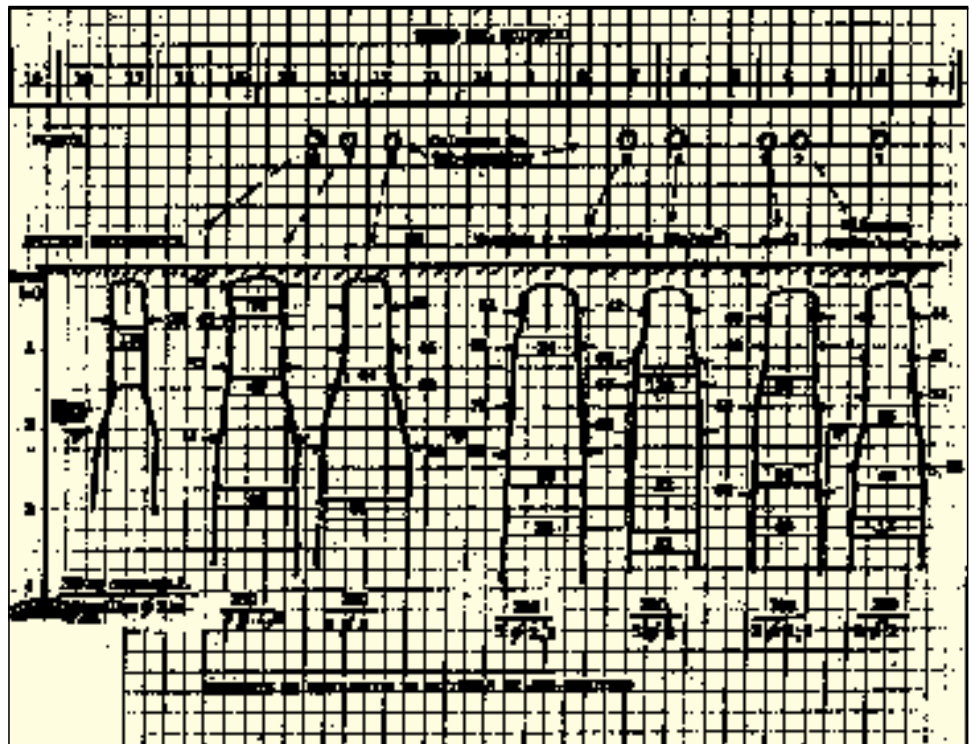


FIGURA 7. Resultados del campo de pruebas de Jet-Grouting.

COLUMNA	CEMENTO (kg/ml)	LECHADA (l/ml)	VELOCIDAD (3Φ1,8mm)	VELOCIDAD (3Φ2mm)
C-1	250	313,73	9,8 seg / 5 cm	—
C-2	250	313,73	—	7,83 seg / 5 cm
C-3	300	376,47	11,8 seg / 5 cm	—
C-4	300	376,47	—	9,4 seg / 5 cm
C-5	200	250,98	7,83 seg / 5 cm	—
C-6	200	250,98	—	6,28 seg / 5 cm
C-7	350	439,19	14 seg / 5 cm	—
C-8	350	439,19	—	11 seg / 5 cm

TABLA 2.

Las conclusiones que se pueden obtener de los resultados mostrados en la figura anterior son las siguientes:

- El diámetro de las columnas es creciente con la profundidad.
- El diámetro aumenta en el entorno y por debajo del nivel freático.
- La resistencia a compresión, aún presentando importantes dispersiones, alcanza valores suficientes, no existiendo una correlación clara y directa entre la misma y el contenido de cemento.
- Encontrándose las cargas a transmitir al terreno en unos valores máximos aproximados de 17 Tn, y tomando un coeficiente de seguridad de valor 3, la capacidad de carga por columna ha de ser de 51 Tn.
- Presentando prácticamente todas las dosificaciones y velocidades unos valores aptos para las cargas requeridas, se adoptan como parámetros para la ejecución de la cimentación los correspondientes a la columna 5 (200 kg de cemento por metro lineal, 3 boquillas de 1,8 mm y una velocidad ascensional de 5 cm cada 7,83 sg), que presenta una mayor uniformidad.

Una vez concluido el estudio previo y definidos los parámetros que se han de tomar, se procede a la aplicación de esta técnica. La perforación se realizará a rotación, con un tricono de diámetro 2" 7/8, con un varillaje de diámetro 60 mm con circulación directa de agua inyectada a baja presión (20 kp/cm²). En la zapata se realizará con corona para no transmitir vibración al edificio.

Debido al pequeño gálibo existente, se emplea una perforadora PX-609 con la guía recortada a medida expresamente para este trabajo, empalmándose por roscado las sucesivas varillas hasta alcanzar la profundidad requerida. Durante el proceso de perforación se garantiza, mediante lavado sistemático, la existencia de un hueco entre el terreno y el varillaje para evitar durante la inyección la puesta en presión de la lechada bajo la cimentación existente.

Alcanzada la profundidad prevista, se comienza el tratamiento del terreno con el sistema jet-grouting, tipo 1, empleando los parámetros de inyección comentados anteriormente. Aquél se realiza de forma continua durante toda la longitud de la columna. Sin embargo, si en alguna sección se produjera una interrupción, se penetra con el jet 0,30 m en la parte tratada y se prosigue hasta la conclusión de la misma.

El tratamiento se prolonga hasta que se ha introducido un máximo de 10 a 15 cm en la cimentación existente, rellenándose el taladro en caso necesario con lechada de cemento una vez concluida la columna.

La aplicación de esta técnica requiere un especial control, que se centra en los siguientes aspectos y procedimientos:

- Para asegurar que se introduce como mínimo la lechada que necesita el terreno para formar la columna, se controlará el rechazo de la que resulte sobrante.
- Se ha de mantener la presión de 400 kp/cm² durante todo el proceso, lo que se controla mediante dos manómetros en paralelo (uno en la central y otro en la máquina que realiza la inyección). Si en cualquiera de ambos se observa alguna variación irregular, superior a 20 kp/cm², se detiene la ejecución.
- Una vez que la columna alcanza la parte inferior de la zapata existente, lo que se detecta por un rechazo masivo de la lechada, se continúa rellenando el taladro con baja presión (50 a 60 kp/cm²).
- La nivelación se controla eligiendo un punto fijo y pasando éste a la fachada del edificio en la zona donde se trabaja. El citado control se realiza cada vez que se produce la inyección de una columna y cada media hora cuando no se lleva a cabo la misma. La mencionada inyección se detiene si los movimientos del edificio alcanzan valores de ± 10 mm.

6. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

La estructura original del edificio, tal y como se ha comentado anteriormente, se encontraba constituida por unos muros de fábrica de ladrillo que sirven también de separación de las naves, unos soportes de fundición situados en la zona central de éstas y alineados formando una retícula ortogonal (cilíndricos y de fundición entre planta baja y primera, y compuestos metálicos entre ésta y la cubierta), unas vigas metálicas alineadas paralelamente a los muros y unos forjados metálicos perpendiculares a éstos.

La cimentación estaba ejecutada mediante unas zapatas superficiales de hormigón en masa (ciclópeo) aisladas para los pilares centrales y corridas para los muros tanto divisorios como de fachada (figuras 3 y 4).

La distribución arquitectónica necesaria para cumplir el programa de necesidades establecido por la Propiedad obligaba a una nueva organización de las naves existentes que,

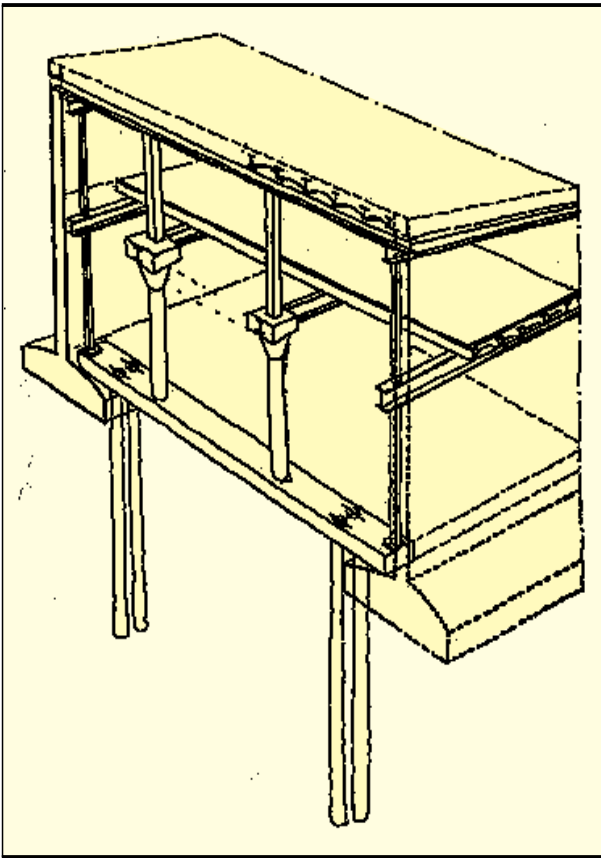


FIGURA 8. Esquema estructural.

en algunos casos, llevaba a unir dos e, incluso, cuatro (desde el punto de vista estructural). En la figura 1 se recogen los planos de las plantas baja y primera. En los mismos se aprecian las zonas correspondientes a las salas de ensayo que requieren mayor espacio tanto en superficie como en altura. La cubierta de las mismas se resolvió mediante una celosía espacial apoyada en pórticos de hormigón armado proyectados, fundamentalmente, con este fin.

Conociendo las características del terreno, el estado de la cimentación del edificio original y las necesidades arquitectónicas del nuevo, se planteó una solución estructural que independizara el comportamiento de los muros portantes del mismo y de la estructura resultante del nuevo planteamiento del edificio.

Esta independencia hace que el conjunto se divida, básicamente, en las tres partes o elementos siguientes:

- Muros principales recalzados mediante la técnica de jet-grouting.
- Nave tipo con elementos estructurales verticales nuevos o reforzados y horizontales sin apoyo en los muros separadores.
- Salas de ensayo bajo cubierta metálica constituida por una celosía espacial sobre pórticos de hormigón armado con cimentación de micropilotes.

6.1. MUROS SEPARADORES DE NAVES

Los muros separadores de las naves, que en el edificio original servían de apoyo de los forjados, se independizan de es-

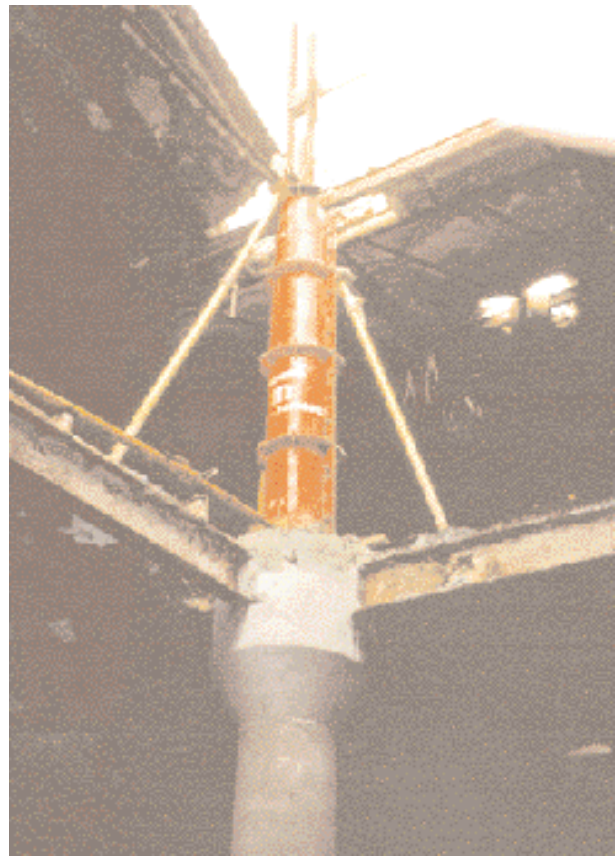


FOTO 4. Refuerzo de soportes.

tos con el objetivo de que posibles asientos diferenciales producidos entre unos y otros no afecten a la estructura.

La cimentación de estos muros se lleva a cabo mediante pozos ejecutados con la técnica de jet-grouting, siendo esta solución más económica que la de una cimentación profunda mediante micropilotes. El objetivo de este recalce es evitar que los asientos continúen su progresión e incrementen el deterioro de los muros.

Además de la aplicación de esta técnica, las fisuras se "cosen" mediante grapas metálicas, realizándose una protección de las mismas con morteros especiales.

6.2. NAVES TIPO

El esquema estructural de las naves tipo se encuentra representado en la figura 8. Como se aprecia en la misma, en la planta baja se dispone una viga cimentada mediante micropilotes en la que apoyan los soportes de fundación interiores y unos nuevos soportes de acero situados en los extremos. Éstos recogen la carga que les transmiten sendas vigas paralelas a los muros separadores y situadas, a su vez, tanto en el forjado de la planta primera como en el que constituye la cubierta.

Los soportes de fundación se han reforzado mediante una corona exterior de hormigón armado. El refuerzo, y no sustitución, de los mencionados soportes se encuentra motivado por la necesidad de un apeo provisional durante la ejecución en el caso de haber optado por esta última solución. La realización del mismo mediante una corona exterior en lugar de aprovechar el propio elemento hueco de fundación como en-



FOTO 5. Estructura de nave tipo.

cofrado, tiene su causa en la necesidad de prolongar la armadura hasta la nueva viga transversal situada en planta baja en su extremo inferior, y hacia el soporte metálico compuesto situado entre planta primera y cubierta, que se refuerza mediante la misma técnica. La foto 4 muestra la continuidad de ambos tramos y el nudo de unión con la viga en el forjado de la planta primera.

En la foto 5 se pueden apreciar los soportes interiores de la planta baja tras el hormigonado exterior, así como los nuevos soportes metálicos extremos. La observación de la foto 2 permite comparar el estado de la estructura de las naves antes y después de la intervención.

6.3. SALAS DE ENSAYO

El esquema estructural de las salas de ensayo se encuentra constituido por pórticos de hormigón armado paralelos y perpendiculares a las fachadas principales del edificio y ci-

mentados mediante micropilotes. Sobre los primeros se monta la cubierta a dos aguas formada por una celosía metálica espacial.

En la foto 6 se pueden apreciar los mencionados pórticos, la celosía espacial durante su montaje en el suelo, previo a la elevación de la misma, así como una fisura reparada en uno de los muros separadores de naves antes de la aplicación de las diversas capas de pintura.

Cada módulo de celosía espacial dispone de cuatro apoyos, dos fijos en un extremo y dos deslizantes en el opuesto, lo que permite absorber los movimientos que la misma pueda tener, fundamentalmente ocasionados por variaciones térmicas. La distancia entre los ejes de las vigas de hormigón en que se apoyan es de 21,30 m y el canto (distancia entre las capas superior e inferior de nudos) es de 1,80 m. En la figura 9 se muestra un esquema de la mencionada celosía y en la foto 7 el resultado final tras su montaje sobre la es-



FOTO 6. Elementos estructurales de las salas de ensayo.



FOTO 7. Cubierta de sala de ensayo.

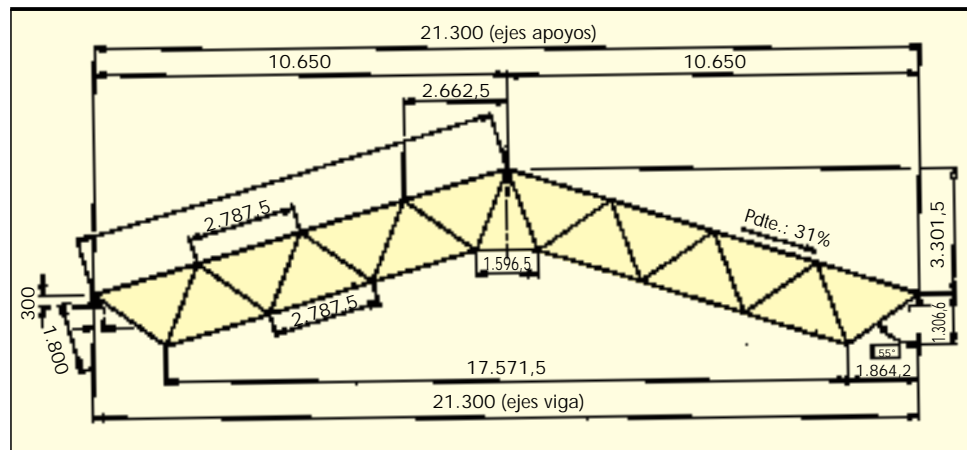


FIGURA 9. Esquema de cubierta de salas de ensayo.

estructura, ya finalizados los trabajos de conductos de instalaciones y acabados.

7. AGRADECIMIENTOS

El desarrollo de todo proyecto y obra requiere la colaboración de un amplio equipo humano, sobre todo, si encierra una cierta complejidad técnica como ocurre en este caso. Aun a riesgo de olvidar a algunas de las personas que participaron en la ejecución de este edificio, debo expresar un reconocimiento público por la tarea realizada a:

Antonio Fernández Alba y José Luis Castillo-Puche (Dirección facultativa).

Pedro Carrasco, José Antonio García y Fernando Rodríguez Ballesteros (FCC Construcción, S.A.).

Luis Casas (Arquing, proyecto de estructura).

ICAES (empresa de control).

FONDEDILE (cimentación).

ORONA (celosía espacial de cubierta).

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FERNÁNDEZ ALBA, A. "De varia restauratione. Intervenciones en el patrimonio arquitectónico", Ed. Celeste, 1999.

GÓMEZ HERMOSO, J. "Rehabilitación de las naves de estabulación (Arganzuela, Madrid) para sede del Ballet Nacional", Jornadas sobre "Nuevas técnicas de evaluación estructural, rehabilitación y refuerzo de estructuras", Grupo Español de IABSE, Mayo de 1999.

JUSTO, J. L. y OTROS. "Evaluación de ensayos de carga en pilotes a tracción y compresión", Revista Ingeniería Civil, número 94/1994.

MUZÁS LABAD, F. "Reflexiones sobre el Jet-Grouting", Revista de Obras Públicas, Febrero 1989.

PRAKASH, S y SHARMA, H. D. "Pile foundations in engineering practice", John Wiley & Sons, Inc.