

2 Jornada tècnica sobre *Reparació i reforç de fonamentacions en rehabilitació d'edificis. Noves tècniques i casos pràctics*

Recull d'articles corresponents a les presentacions de la *Jornada sobre Reparació i Reforç de Fonamentacions en Rehabilitació d'Edificis. Noves tècniques i casos pràctics*, organitzada per l'ACE, el passat 7 de febrer a l'Aula Màster del Campus Nord de la UPC.

Recopilación de artículos correspondientes a las presentaciones de la Jornada sobre Reparación y Refuerzo de Cimentaciones en Rehabilitación de Edificios. Nuevas técnicas y casos prácticos, organizada por ACE, el pasado 7 de febrero en el Aula Máster del Campus Norte de la UPC.

Aspectos generales sobre la reparación y/o refuerzo de cimentaciones en rehabilitación de edificio, técnicas disponibles en el mercado

Juan José Rosas

El siguiente artículo resume los aspectos expuestos por Juan José Rosas en la jornada «**Reparació i reforç de fonamentacions en rehabilitació d'edificis. Noves tècniques i casos pràctics**» impartida el 7 de febrero de 2012. La exposición tuvo dos partes diferenciadas:

- *Aspectos generales de las obras de rehabilitación y refuerzo de cimentaciones.* En esta parte se expuso una visión general de este tipo de actuaciones así como las características diferenciales que tienen, respecto a la obra nueva.
- *Técnicas disponibles en el mercado.* En esta parte se presentaron las técnicas que los técnicos responsables de obras de rehabilitación y refuerzo de cimentaciones tiene a su disposición en el mercado actual.

ASPECTOS GENERALES DE LAS OBRAS DE REHABILITACIÓN Y REFUERZO DE CIMENTACIONES

La cimentación es la parte de la estructura que durante su vida útil es responsable de hacer compatibles las características tensodeformacionales del

terreno con la resistencia y las necesidades operativas de la estructura.

La necesidad de reparación o refuerzo de la cimentación puede deberse a diferentes causas de las cuales se destacan:

- *Fallo estructural de la cimentación.* En este grupo estarían aquellas actuaciones asociadas a la rotura de la cimentación, exclusivamente por mal diseño o construcción de ésta, es decir, el terreno y la estructura se comportan como era de esperar pero la cimentación no funciona. Aquí podemos encontrar, a modo de ejemplo, un mal diseño estructural de una zapata, un hormigón defectuoso en un encepado, un pilote discontinuo por mala ejecución, etc.
- *Cambio de las características tensodeformacionales del terreno,* respecto a las previstas en proyecto. Aquí podemos englobar diversos procesos, se destacan:
 - Error de proyecto, cimentación mal diseñada, conceptual o dimensionalmente.
 - Procesos relacionados con los cambios de humedad tanto aquellos que implican expansión y/o retracción como los fenómenos de reblan-

decimiento-colapso asociados a terrenos no saturados.

— Procesos asociados a la circulación de agua tanto por arrastres como por procesos de disolución o reacciones químicas.

- *Cambios en las necesidades operativas de la estructura.* Aquí se engloba, desde el aumento de acciones a soportar (cambios de uso) hasta la necesidad de cubrir nuevos requerimientos operativos (menor deformabilidad, vibraciones, etc.) pasando por los cambios estructurales internos (apeos, apuntalamientos, etc.) o las remontas.
- *Cambios en las condiciones de entorno.* En este apartado está incluida la necesidad de soportar acciones externas nuevas como pudieran ser excavaciones cercanas o acciones sísmicas por actualización normativa entre otras.

Tanto en la fase de diseño como en la ejecución, el recalce o refuerzo de una cimentación en rehabilitación se caracteriza por el hecho de que la estructura existe, pudiendo estar en servicio y/o en situación precaria, lo cual implica una serie de hechos diferenciales importantes. A modo de analogía, una obra de rehabilitación o refuerzo de cimentaciones es como construir la maqueta de un barco dentro de una botella, todo lo que hagamos deberá tener muy en cuenta la existencia de la botella (fig. 1).



Figura 1.

Como aspectos singulares de este tipo de obra se destacan:

- La estructura tiene un histórico de servicio anterior a la actuación, por lo que la aproximación a las características resistentes y de deformación de los elementos de soporte y los propios materiales que forman estos, será más grosera que en una obra nueva.
- El estado tensional de la estructura únicamente puede estimarse ya que, aunque geométricamente se puedan determinar dimensiones e interacción entre elementos estructurales, siempre habrá aspectos relacionados con el histórico de acciones a los cuales no se podrá tener acceso (plastificaciones, creación de rótulas internas, rigidizaciones, etc.) así como elementos teóricamente no estructurales que estén soportando cargas (pavimentos cerámicos, recubrimientos de fachada, cerramientos, tabiques, etc.).
- El protocolo de construcción puede influir de forma importante en las acciones a soportar por la estructura. A modo de ejemplo, una máquina de micropilotes pequeña puede pesar 4 Tn pudiendo ser preciso reforzar los forjados sobre los cuales deba circular.
- Suele haber condicionantes no estructurales de gran implicación técnica como pudiera ser la obligatoriedad de no actuar en una zona, la imposibilidad de no afectar a un material concreto, etc.
- La estructura puede estar en una situación de precariedad que condicione totalmente la actuación para garantizar tanto la integridad de esta como la seguridad de los operarios que deban trabajar en su recalce.
- El terreno ya está sometido a un cierto estado tensional tanto a nivel local como global, influido por la presencia de la propia edificación.
- El proyecto difícilmente definirá todos los trabajos a realizar por lo que la obra debe estar capacitada para adaptarse a los escenarios que se contemplen como posibles.
- Los trabajos a realizar están totalmente condicionados por las limitaciones de espacio propias de la existencia de la estructura o la posible coexistencia con los usos de esta.
- El proceso constructivo puede estar fuertemente condicionado por proyecto, por lo que los márgenes de planificación de la obra suelen ser menores que los de una obra nueva.
- En caso de actuación sobre estructuras en situación precaria de estabilidad será necesario garantizar tanto que los trabajos a realizar no aumentarán el riesgo de inestabilidad como que los operarios que deben actuar tienen garantizada su seguridad, esto puede obligar a actuaciones previas, a veces de importancia relativa alta, para conseguir dichos objetivos.
- Una actuación errónea en una cimentación afecta a toda la estructura que esta soporta.
- A nivel documental suele haber menos información referente a las cimentaciones que al resto de elementos estructurales.

- En una obra nos podem encontrar cualquier tipología de cimentación o incluso varias tipologías coexistiendo.
- La cimentación normalmente no es fácil de inspeccionar siendo habitual la realización de catas para descubrirla parcialmente con el consiguiente riesgo para la propia estructura.
- Los materiales que forman la cimentación normalmente no han sido objeto de mantenimiento alguno, pudiendo haber estado expuestos a procesos de degradación.
- Puede existir una gran heterogeneidad tanto geométrica como de materiales en una misma obra, esta heterogeneidad puede darse tanto en planta como en profundidad.

En definitiva, la visión que tendremos del problema será difusa, y los recursos con los que podamos contar estarán más limitados de lo normal, además deberemos gestionar un nivel de incertidumbre mucho mayor al que se estamos acostumbrados en obra nueva. Lo anterior nos lleva a que un proyecto de rehabilitación y/o refuerzo de cimentación difícilmente puede definir totalmente los trabajos de construcción, debiendo contemplar diversos escenarios, definiendo las actuaciones o protocolos a realizar en



Figura 2.

función del escenario real (método observacional) (fig. 2).

Esta realidad debe ser evidente desde la fase de prospección, la cual debe tener como objetivo tanto la limitación del número de escenarios a contemplar como la obtención de datos que permitan el dimensionado de los elementos a construir.

Lo anterior, a parte de implicaciones técnicas, tiene fuertes implicaciones económicas y de plazo, no debiéndose olvidar que nos enfrentamos a elementos que conocemos de forma muy limitada como es el terreno y estructura existente, por lo que la posibilidad de que la obra entre en caos es el peor de los escenarios, mucho peor que un cierto desvío del presupuesto o el plazo económico. Por todo ello, en estos proyectos deben de primar tanto la búsqueda de

Especialistes en rehabilitació d'estructures d'edificis en ús i grans rehabilitacions

Trac
REHABILITACIÓ D'EDIFICIS, S.L.

REHABILITACIÓ I RESTAURACIÓ DE FAÇANES | REHABILITACIÓ D'ESPAIS COMUNITARIS | TRACTAMENTS DE COBERTES I MITGERES | RESTAURACIÓ DE PATRIMONI HISTÒRIC | REHABILITACIÓ D'ESTRUCTURES | INSTAL·LACIONS COMUNITÀRIES

Generalitat de Catalunya
RELI Registre Electrònic d'Empreses Llicenciades
REA Registre d'Empreses Autoritzades

CLASSIFICACIONS:
K7e Registre de Restauració d'Immobles Històrico-artístics
C-d Registre d'Edificacions

GREMI DE CONSTRUCTORS D'OBRES

Premi Quàrtium 2010
Millor Empresa de Rehabilitació

Castella, 40-46 · baixos 2 · 08018 Barcelona · Tel: 934 864 300 · Fax: 934 864 301 · trac@tracrehabilitacio.cat
www.tracrehabilitacio.cat

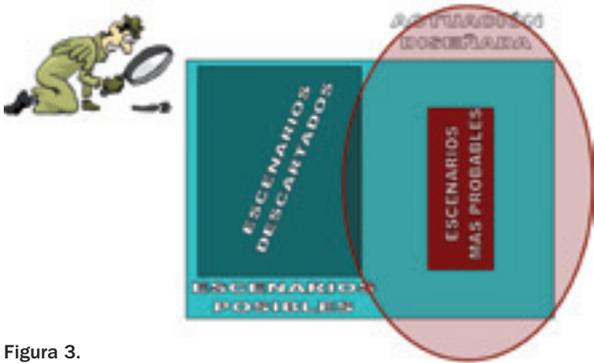


Figura 3.

la solución más eficiente como de la solución más robusta frente a los escenarios posibles. Puede ser más interesante adoptar una solución aparentemente menos adecuada pero más cara y que solvente el escenario más probable siendo capaz de enfrentarse a otros escenarios, frente a una solución más evidente o barata pero con menos recursos para adaptarse a otros escenarios (fig. 3).

Lo planteado arriba, a lo largo de mi experiencia profesional me ha llevado a asumir una serie de aspectos como críticos, abajo los listo en forma de decálogo; el orden de los puntos no tiene relación alguna con la importancia de estos.

- Antes de actuar se ha de estabilizar.
- No confundir la enfermedad con los síntomas. Un asiento diferencial es una enfermedad, las fisuras son únicamente un síntoma.
- Un minuto o un euro en fase de diagnóstico (establecer el o los escenarios que explican los hechos) son horas y cientos de euros en fase de proyecto así como días y miles de euros en fase de construcción.
- Enfoca tus prospecciones a descartar escenarios, no a buscarlos. Contempla como posibles todos los escenarios que no hayas descartado.
- Establece protocolos de actuación que analicen y gestionen los riesgos en todas las fases constructivas siendo estos suficientemente flexibles para adaptarse a cambios de escenarios.
- Si no has acertado el diagnóstico, al menos, que tu actuación no empeore la situación.
- Lo que ha funcionado suele tener tendencia a seguir funcionando, por ende, lo que no ha funcionado difícilmente pasará a funcionar.
- La conexión de los elementos nuevos y los antiguos es el punto más crítico de la actuación, trátalo como tal.
- Todo lo que puedas medir, mídelo. De las pocas cosas que puedes fiarte es de los datos de pruebas de carga y de la auscultación, luego ausculta.

- A veces únicamente puedes optar por soluciones paliativas.

TÉCNICAS EXISTENTES PARA LA REHABILITACIÓN Y REFUERZO DE CIMENTACIONES

Hasta inicios del siglo XX, salvo excepciones, las técnicas que se utilizaban cuando se consideraba necesario el refuerzo o reparación de una cimentación, se limitaban a la reconstrucción de esta y/o su posible redimensionamiento en planta, la bajada de nivel de apoyo, o el arriostrado de cimientos. La rehabilitación de cimentaciones ha ido por detrás de la rehabilitación estructural ya que en períodos anteriores al inicio del siglo XX eran una práctica habitual las actuaciones de refuerzo y reparación complejas, con elementos como tirantes, recrecidos estructurales, grapados, sustitución de elementos, etc.

Ya entrados en el siglo XX empiezan a aparecer técnicas que podríamos llamar «especiales» como pudieran ser la hinca de pilotes en el entorno de la cimentación, la inyección de materiales conglomerantes como la cal, los apeos de cimentaciones, etc.

Es importante diferenciar entre las actuaciones y las técnicas, entendiendo que una actuación es un conjunto de técnicas que se aplican con el objeto de conseguir un fin.

Las actuaciones de refuerzo o reparación las podemos agrupar en tres modalidades:

Actuaciones tradicionales

Se basan en la actuación sobre el elemento existente, reparándolo estructuralmente en el caso de que esté afectado o modificando sus dimensiones (más

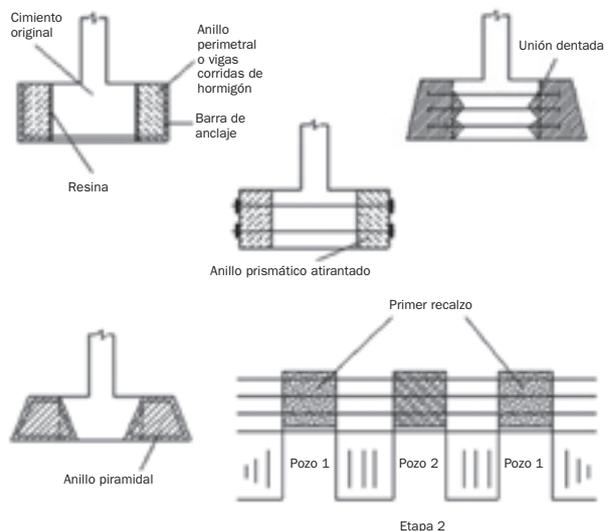


Figura 4.

abajo, más grande). Dentro de este grupo tenemos los recrecidos de cimentación, arriostramientos, recalces para cambiar de planos de cimentación, encepados conectados a la cimentación, etc. (figs. 4 a 6).



Figura 5.



Figura 6.

Actuaciones duras o de transmisión de esfuerzos

Se basan en crear unos elementos nuevos que serán los responsables de recoger total o parcialmente las cargas a soportar a través de un mecanismo rígido de transferencia de esfuerzos y transmitir estas a terrenos más resistentes. En este grupo tendremos los micropilotes, pilotes o diferentes columnas rígidas (jet-grouting, columnas de mortero, etc.) conectados a la estructura (figs. 7 y 8).



Figura 7.



Figura 8.

Actuaciones blandas o de mejora del terreno

Se basan en actuar sobre el terreno implicado en el mecanismo resistente de la cimentación mejorando

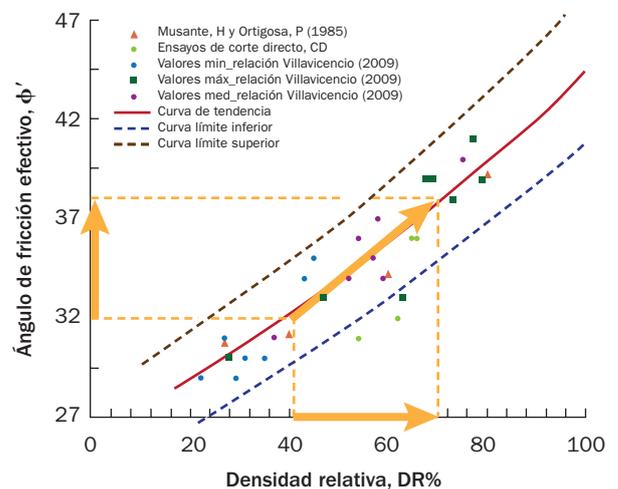


Figura 9.

las características de este; estas mejoras pueden ser tanto mecánicas (mayor resistencia, menor deformabilidad, etc.) como de estabilidad (frente a cambios de humedad, descomposición orgánica, etc.) o permeabilidad. Un ejemplo podría ser un tratamiento que aumentara la densidad de un terreno granular bajo una cimentación, lo cual implicaría un aumento de la fricción de terreno y con ello una mejora de la capacidad de la cimentación para soportar esfuerzos (fig. 9).

Tal y como se ha mencionado, las actuaciones son el resultado de la aplicación de una serie de técnicas, seguidamente se presentan las técnicas especiales más habituales en nuestro mercado.

Micropilote o clavo

Elemento esbelto con gran capacidad para soportar esfuerzos axiales, transmitiendo estos al terreno mediante un mecanismo básicamente de fricción con el terreno (fuste). También tiene capacidad para soportar flexiones, pero condicionado por su baja inercia.

Los micropilotes son la técnica especial más habitual en recalces y refuerzos de cimentaciones. Suelen utilizarse en actuaciones de recalce duras, en las que los esfuerzos de cimentación se transmiten, a través de algún mecanismo estructural, directamente a los micropilotes (figs. 10 y 11).



Figura 10.



Figura 11.

También existen tipologías de actuación blandas en las que se utilizan los micropilotes, tanto de forma aislada como combinados con inyecciones, dentro de estas tipologías encontramos los sistemas basados en «soilnailing», o armado del terreno «in situ», el cual se basa en generar unas inclusiones en el terreno reforzando los mecanismos resistentes de la cimentación (fig. 12).

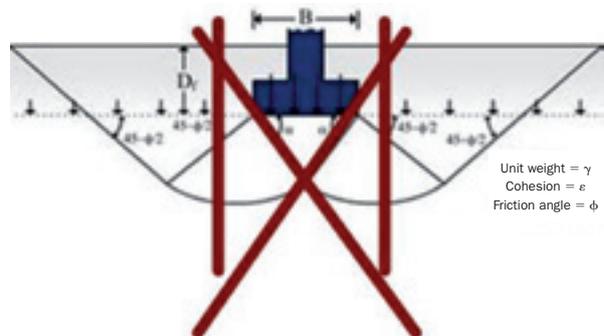


Figura 12.

Los micropilotes y/o clavos es una técnica especialmente indicada para recalces debido a que puede realizarse con equipos de reducidas dimensiones y permite adaptarse a numerosas situaciones, tanto a nivel operativo como de condicionantes del terreno.

Jet-grouting

Sistema basado en la desestructuración del suelo in situ mediante una aportación importante de energía mediante un chorro de fluido (jet) e inyección de lechada de cemento para crear in situ un suelo de cemento de gran resistencia.

Existen diferentes sistemas de jet-grouting, aunque lo habitual es hablar de las tipologías jet-1, jet-2 y jet-3, las cuales se esquematizan en la figura 13.

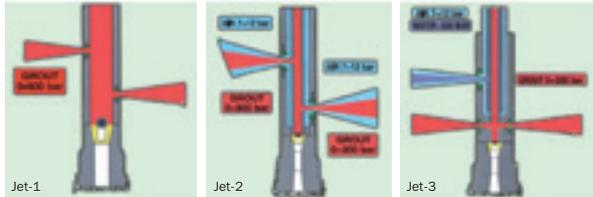


Figura 13.

A efectos de los recalces una de las ventajas de esta técnica es la posibilidad de conseguir un contacto (prácticamente un solape) muy bueno entre las columnas de jet y la propia cimentación, así como la posibilidad de generar barreras impermeables mediante el solape de columnas. La figura 14 muestra el sistema y la figura 15 refleja la capacidad de generar una barrera poco permeable y solaparse con una cimentación existente.

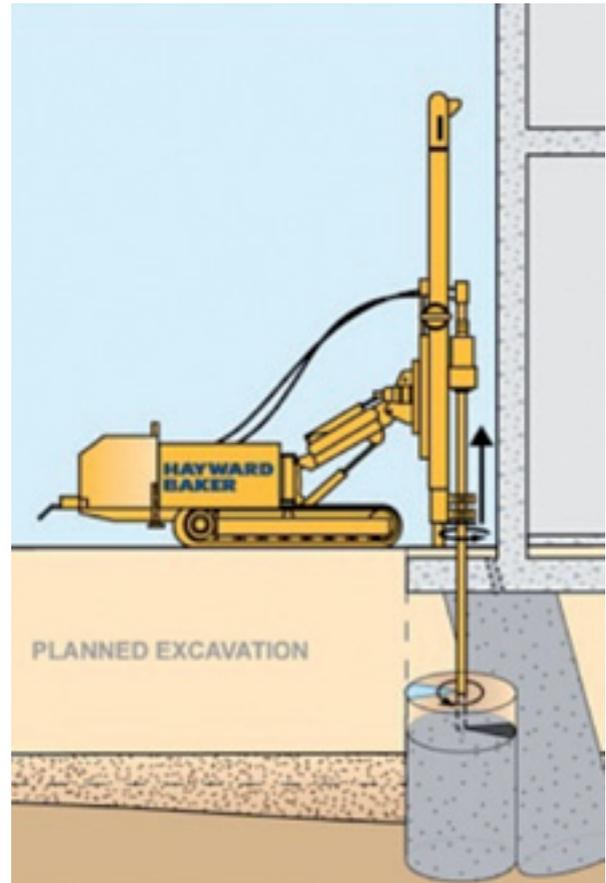


Figura 14.

La solució a tots els problemes dels sostres

NOU BAU

El sistema de renovació de sostres

Biga d'acer
Biga de fusta
Biga de formigó

És l'única substitució funcional efectiva
Renova qualsevol tipus de sostre
Evita futures esquerdes
No abaixa el sostre
El millor suport tècnic
Fàcil muntatge
D'acer inoxidable
Màxima seguretat i garantia
Excel·lent relació qualitat-preu

REFORÇANT 20 ANYS SOSTRES

Nº 271 R/11 Nº3 / 09-593

Distribuidor oficial de:

Soci protector:

Muntadors certificats amb la marca APTO per ITEC

Connectors per a forjats mixtes

Tel. 93 796 41 22 – www.noubau.com



Figura 15.

Como puntos negativos se destaca que una mala utilización de la técnica implica un importante nivel de riesgo para la estructura y que, aunque los equipos de perforación a utilizar pueden ser de muy reducidas dimensiones, estos precisan de instalaciones de bombeo muy importantes así como espacios y protocolos de gestión de residuos.



Figura 16.

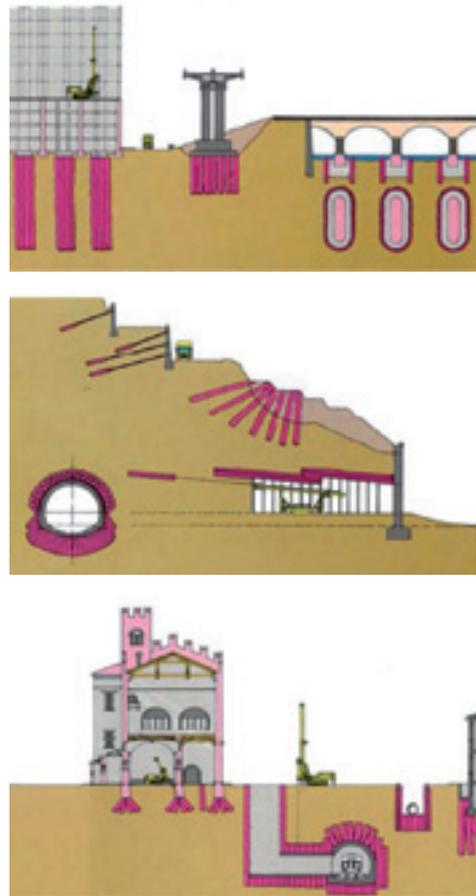


Figura 17.

En la figura 16 se muestra una instalación típica de jet-grouting, así como en la figura 17 se ven aplicaciones típicas de esta técnica. Cabe decir que su utilización en España suele estar circunscrita a grandes actuaciones de recalce en el entorno de la obra civil, aunque no son pocas las actuaciones que se han realizado sobre edificios de carácter monumental.

Un grupo de técnicas muy utilizadas son aquellas que se basan en inyecciones de material al terreno, todas ellas precisan de una perforación previa para acceder al punto de inyección, instalando en la perforación un elemento inyector al cual se conectan los equipos de inyección. Dado que los diámetros de perforación suelen ser pequeños, los equipos de perforación pueden llegar a ser muy reducidos con el consiguiente menor impacto sobre el entorno.

Las técnicas existentes en el mercado las podemos agrupar en las siguientes:

Inyecciones por fracturación

Inyección, normalmente de lechada de cemento, a presión suficiente como para que se vaya introduciendo a través de la estructura del suelo, rompiendo este por tracción local, también se le llama hidrofisuración.

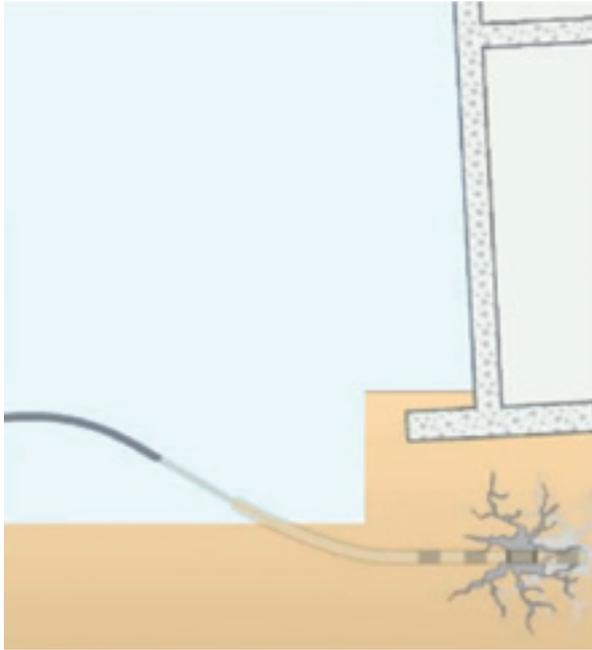


Figura 18.

Esta técnica suele utilizarse en las inyecciones de compensación, que son utilizadas para controlar los movimientos que puedan generar las obras subterráneas sobre edificios en superficie. Asimismo, se suele utilizar para conseguir una mejora de las características resistentes del terreno ya que este se densifica y se generan unas ramificaciones de material resistente a modo de «armado» del terreno (fig. 18).

Inyecciones de impregnación

Se inyecta material para que pase a formar parte de la estructura del suelo desplazando el aire o el agua. El elemento condicionante de estos tratamientos es la permeabilidad del terreno al tipo de material a inyectar. Como materiales existen diversos cementos tradicionales, microcementos, silicatos, resinas, etc. El objeto de este tratamiento suele ser el dotar al terreno mejorado de una mayor cohesión y rigidez o, mediante la obturación de los huecos, bajar la permeabilidad del material (fig. 19).

Inyecciones de desplazamiento

Se inyecta un material suficientemente denso como para garantizar que no se integre en la estructura del suelo sino que, mediante presión, desplace el suelo. En definitiva, es como hinchar pelotas en el terreno, consiguiendo, tanto una mejora de la zona tratada por el hecho de que se aumenta su densidad, como la mejora asociada a la presencia de unas inclusiones rígidas en el terreno, ya que dichas «pelotas» acaban formando columnas de material resistente (fig. 20).

Finalmente, cada vez es más habitual encontrar en el mercado empresas que ofrecen la posibilidad de utili-

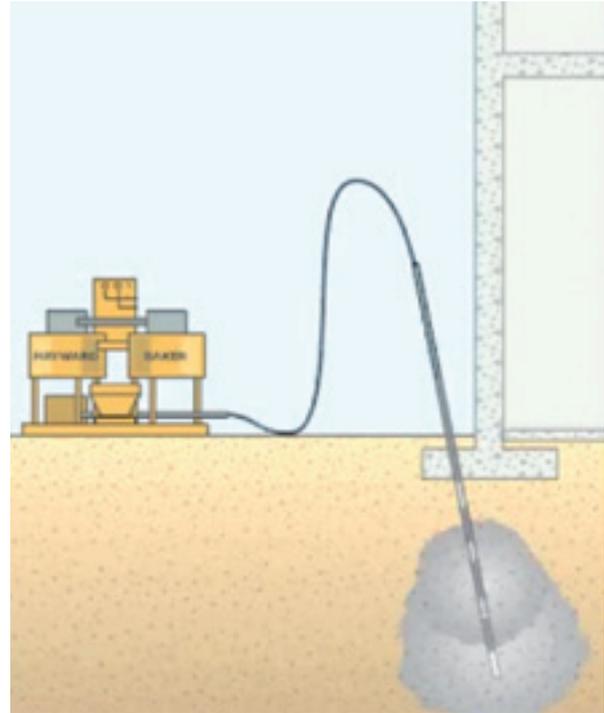


Figura 19.

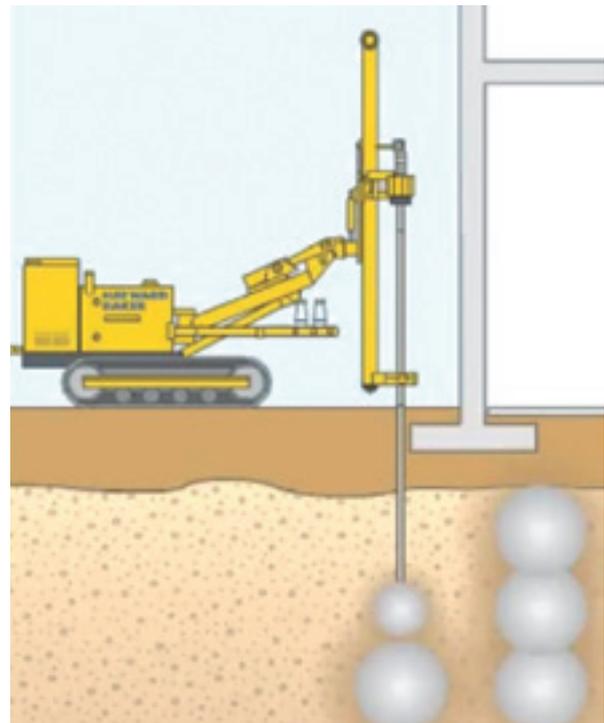


Figura 20.

zar técnicas propias de obra nueva. Estas técnicas son el resultado de la adaptación de **equipos de cimentaciones especiales**, como pudieran ser máquinas de pilotes, de muros pantalla o incluso hidrofresas, a condiciones propias de las obras de rehabilitación o recalce de cimentaciones, tal y como reflejan las siguientes fotos con equipos especialmente adaptados (figs. 21 a 23).



Figura 21.



Figura 22.



Figura 23.

Este tipo de técnicas se utilizarán habitualmente en la realización de apeos, nuevas estructuras en interiores o generación de espacios subterráneos bajo estructuras existentes.

EMACO® Nanocrete: Productos y sistemas de reparación de hormigón

El hormigón armado, desde que se utilizó por primera vez a finales del siglo XIX, se ha convertido en el material de construcción más utilizado y ha hecho una enorme aportación al desarrollo económico global. Los aditivos para hormigón de BASF Construction Chemicals, que lideran el mercado y la tecnología, permiten a ingenieros y arquitectos diseñar estructuras con funcionalidad, durabilidad y atractivo estético.

Sin embargo, incluso el hormigón de la mejor calidad sometido a una amplia gama de condiciones atmosféricas y medioambientales requiere protección y reparación periódicas con objeto de garantizar la durabilidad de diseño de la estructura. Los sistemas integrados de reparación y protección de BASF Construction Chemicals utilizados de la forma prescrita por la norma europea de EN 1504 están diseñados para proporcionar sencillez, éxito y valor.

EMACO®
NanoCrete



BASF
The Chemical Company

Estudios geotécnicos en la rehabilitación de edificios

Albert Ventayol

En esta época de crisis en la que apenas hay nuevos proyectos, el único sector de la construcción que hasta cierto punto ha mantenido el tipo ha sido el de la rehabilitación y/o remodelación de edificios.

Remontas por adición de plantas, cambios de uso, o excavación de sótanos bajo edificios a preservar, son algunas de las causas que pueden conducir al proyecto de rehabilitación. Otras veces, sin embargo, son las patologías estructurales, de origen geotécnico o no, las que llevan a la necesidad de la reforma.

Prácticamente en todas estas situaciones, es evidente que el proyecto debe abordarse mediante un adecuado estudio geotécnico. En este artículo se analizan los condicionantes existentes, así como las características que en general deben tener los reconocimientos del terreno en la rehabilitación de edificios.

ANÁLISIS DEL ESPACIO FÍSICO

Habitualmente se asocia la geotecnia de rehabilitación con espacios físicos reducidos, en los que la accesibilidad y movilidad de equipos es pequeña. Ello no siempre es así. En muchas ocasiones la disponibilidad de espacio no es un problema.

Un ejemplo de ello fue la remodelación del antiguo Estadio de Montjuïc, para los Juegos Olímpicos de 1992, donde se conservó la fachada, mediante una estructura metálica exterior sustentada con micropi-

lotes, pero excavándose el interior del estadio, para disponer de una mayor capacidad de espectadores. Parte del subsuelo era la dura arenisca de Montjuïc, lo que obligó a la utilización de voladuras (fig. 1).

Otros ejemplos pueden ser la remodelación de la plaza de toros de las Arenas, o la reforma de muchos de los mercados municipales de Barcelona. En estos últimos casos, se han excavado varios sótanos, incluso bajo el nivel freático, sin derribar el edificio original. Ello obliga a una sustentación de la estructura existente, generalmente mediante micropilotes, que a medida que se excava el terreno pasan a ser pilares provisionales. El mercat de Sants, el del Ninot, y el de Sant Antoni son algunos de los casos donde se está realizando estos tipos de trabajo, durante los cuales pueden verse espectaculares imágenes de la antigua estructura soportada exclusivamente con los micropilotes (fig. 2).

Ciertamente, en muchas otras ocasiones, el edificio a rehabilitar presenta difíciles condiciones de acceso, lo que impide la utilización de maquinaria convencional de sondeo de dimensiones grandes o medianas. Ello no ha de ser excusa para no realizar un adecuado reconocimiento geotécnico, ni para utilizar maquinaria cuyas características no permitan llevar a cabo una investigación geotécnica de calidad. No es una buena idea emplear perforadoras de micropilotes para estos menesteres, ya que no suelen disponer de los accesorios indispensables para un sondeo



Figura 1.



Figura 2.

geotécnico (SPT automático por ejemplo), ni los operarios suelen estar correctamente formados para la extracción de testigos. Los penetrómetros dinámicos están instalados sobre máquinas ligeras que pueden pasar por aberturas de 0,7-0,9 m, pero en general no es una buena idea efectuar reconocimientos geotécnicos solo con penetrómetros dinámicos, y aunque sus resultados puedan complementarse con alguna cata, esta metodología solo será válida en algunos casos sencillos.

Existen actualmente en el mercado sondas de reducidas dimensiones, capaces de pasar por aberturas de 0,9 m y trabajar con un gálibo algo superior a 2,0 m. Probablemente este tipo de sonda, según la naturaleza del terreno, no podrá alcanzar profundidades superiores a 15-18 m, o incluso menos si hay que revestir las paredes del sondeo (fig. 3).

Para estos casos, existen sondas de 1,2 m de ancho y 1,8 m de altura con el mástil abatido, que precisan alturas de trabajo de 3,5 m, con las que ya se puede sondear a 25-30 m de profundidad, revistiendo el sondeo si es preciso. Si hace falta, puede practicarse una pequeña abertura en el forjado superior, a fin de poder elevar el mástil de la sonda.

Si el edificio en análisis tiene sótano, y la sonda no puede acceder a él, los sondeos pueden perforarse



Figura 3.

desde la planta baja, colocando un tubo de revestimiento hasta el pavimento del sótano, que guiará las sucesivas maniobras de perforación. En estos casos será necesario apuntalar la planta baja, no tanto por el peso de la máquina sino, sobre todo, por la fuerza de arranque que ejerce cuando extrae el testigo, y que fácilmente puede alcanzar 10 Tn si la batería de corte se ha encasquillado.

Una última opción cuando la accesibilidad sea imposible, será perforar los sondeos desde la calle, si bien en este caso deberán obtenerse los correspondientes permisos municipales, disponer de los planos de los servicios subterráneos y hacer, en caso de duda, una cata manual para no provocar un siniestro.

CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Si existe alguna patología geotécnica en el edificio, resulta obvio que el objetivo del reconocimiento estará enfocado en ella. Sin querer hacer un examen exhaustivo de las diferentes patologías, pueden citarse: fallos de capacidad portante, asientos excesivos, asientos diferenciales, suelos expansivos, colapsables o agresivos, disolución del terreno, subsidencia, carst, laderas inestables, problemas hidrogeológicos, etc.

Deberá pues exigirse que el reconocimiento geotécnico no sea generalista, sino que ataque el fondo del problema que causa la patología, lo que implica un acertado diagnóstico previo de los daños existentes.

En todos estos casos, y también en las rehabilitaciones convencionales no patológicas, debe obtenerse información fiable sobre la cimentación existente. En muchos casos sencillos, ello puede hacerse mediante catas de inspección, de poca profundidad. En otras ocasiones, sin embargo, pueden utilizarse los propios sondeos —inclinados si es menester— para atravesar el cimiento y determinar su profundidad. También pueden emplearse métodos geofísicos, parecidos al test de integridad de pilotes, o incluso georadar de sondeo (fig. 4).

En todos los casos, a partir de las solicitaciones estructurales del edificio, y conociendo la tipología de cimentación, podrá conocerse la tensión real transmitida al subsuelo. Paralelamente, el reconocimiento del subsuelo permitirá establecer una modelización geotécnica del terreno, definiendo una capacidad portante de hundimiento del suelo, para la cimentación existente. De la comparación entre ambos valores surgirá el factor de seguridad actual.

Un aspecto esencial en la valoración de la capacidad portante y la estimación de los asientos, por ejemplo



Figura 4.

los debidos al incremento de cargas de una remonta, es que como el edificio a rehabilitar tiene a menudo decenas de años de antigüedad, el terreno ya está consolidado para las cargas actuales.

En el caso de terreno arcilloso, los parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de rozamiento) que deben introducirse en la formulación son los correspondientes a roturas a largo plazo, es decir roturas drenadas: cohesión efectiva y ángulo de rozamiento efectivo, deducidos por ejemplo de un ensayo de corte directo, consolidado y drenado, o de un ensayo triaxial, consolidado y no drenado, pero con lectura de presiones intersticiales.

Esta capacidad portante en rotura a largo plazo, drenada, es casi siempre superior a la capacidad portante en rotura no drenada, a corto plazo, donde el parámetro que la rige es la cohesión no drenada, adoptando un ángulo de rozamiento nulo.

Es importante que el estudio geotécnico sepa diferenciar estas situaciones, ya que de lo contrario pueden surgir escenarios absurdos, en los que el geotécnico concluye con tensiones admisibles muy inferiores a las existentes en realidad, en edificios sin ningún tipo de patología, y con años de vida útil.

Resumiendo, en suelos arcillosos, antes de la rehabilitación, la capacidad portante debe calcularse a lar-



- REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS
- RECALCE DE CIMENTACIONES
- REHABILITACIÓN INTEGRAL DE EDIFICIOS
- CONSTRUCCIÓN OBRA NUEVA
- IMPERMEABILIZACIÓN DE TÚNELES, CANALES Y MINERÍA

CONSTRUCCIONES, APLICACIONES Y REFUERZOS S.A.
(C.A.R.S.A.)
De Lo Gaiter del Llobregat, 125-127
08820 El Prat de Llobregat
Tel. 93 478 61 60 - Fax 93 478 32 70
e-mail: carsa@carsa-carfoam.com



go plazo, con la consolidación terminada y asientos finalizados. Si entonces hay un incremento de carga, debe calcularse a corto plazo, mediante la cohesión no drenada de la arcilla, c_u . Además, en suelos normalmente consolidados, la cohesión no drenada es un parámetro que depende de la sobrecarga existente, por lo que el valor a utilizar de c_u , será probablemente superior a la c_u de origen.

Respecto los asientos, estos deben calcularse exclusivamente para el incremento de cargas, ya que probablemente el asiento original ya finalizó hace años.

En suelos granulares no existe la diferencia entre corto y largo plazo. En todos los casos debe analizarse la preconsolidación del terreno, ya sea la causada por el edificio original, o la natural que tienen la mayoría de terrenos. De lo contrario se obtienen asientos que luego no se ven correspondidos por la realidad.

De todo lo expuesto se deduce que el estudio geotécnico debe ser específico y de calidad, para no infravalorar la capacidad portante real del terreno. Una vez determinadas con rigor la capacidad portante y los asientos previsible, podrá valorarse adecuadamente si la estructura en estudio debe o no ser reforzada en sus cimientos.

EVALUACIÓN DE LA CALIDAD GEOTÉCNICA

El posible mayor coste de un estudio geotécnico de calidad, por la metodología de sondeo seguida, y por la materia gris de su redactor, compensa siempre eficientemente, en coste, plazos y seguridad, frente al estudio barato de menor calidad.

Esta perogrullada, que a menudo, y más en los tiempos que corren, no es tenida siempre en cuenta, es todavía más esencial en la geotecnia de rehabilitación.

Pero ¿cómo puede valorarse esta calidad? ¿Lo basamos todo en el resultado de unos pocos ensayos SPT, y a partir de ahí deducimos todos los parámetros geotécnicos e incluso adivinamos cuándo acabará la crisis?

Lo primero será hacer un buen reconocimiento de campo: sondeos a rotación con extracción de muestra continua, presencia de geólogo en obra. Esto último es básico, y permite supervisar en directo, testificar in situ con la humedad natural del terreno, tomar decisiones inmediatas, informar al cliente, alargar o acortar el sondeo, etc. También es obvio que ello tiene un coste (fig. 5).

Si bien no siempre es indispensable, la variedad de ensayos in situ suele aumentar la calidad geotécnica.



Figura 5.

Presiómetros, ensayos CPTU (piezoconos), ensayos Vane test para conocer la cohesión no drenada, etc. También ayuda a la calidad geotécnica un número no raquítico de ensayos de laboratorio: identificación y estado, expansividad, agresividad, compresión simple, edómetro, corte directo y triaxial, entre otros.

Con todos estos datos sobre la mesa, y con una correcta comprensión del contexto geológico, se podrán trazar los oportunos perfiles geotécnicos, y aplicando unos conocimientos técnicos adecuados y una buena dosis de experiencia, se podrá redactar una memoria geotécnica específica, siempre adaptada a las necesidades del proyecto, y con un continuo intercambio de información con el cliente.

SELLO DE CALIDAD GEOTÉCNICA DEL COL·LEGI DE GEÒLEGS DE CATALUNYA

No todos los clientes y usuarios de los estudios geotécnicos son expertos en la materia. El nuevo *Sell de Qualitat Geotècnica* del *Col·legi de Geòlegs de Catalunya*, es un servicio que pretende garantizar que tanto la metodología seguida, como los razonamientos de cálculo geotécnico, cumplen con la normativa actual.

Esta certificación tiene un alcance de supervisión superior a la del visado tradicional, que no es obligatorio si no lo pide el cliente. Aspectos esenciales del Sello de Calidad Geotécnica son la transparencia y la trazabilidad. Transparencia en la exposición de las metodologías seguidas, y trazabilidad de los ensayos realizados: demostrar documentalmente el proceso seguido en cada ensayo.

Esta certificación no tiene un coste adicional al visado, ni es actualmente obligatoria, pero la intención del *Col·legi de Geòlegs* es que sean los propios usuarios y clientes los que la exijan.

Inyección de resinas expansivas para la mejora del terreno

Rubén Galisteo

El pasado 7 de febrero, en el marco de la jornada sobre Reparación y Refuerzo de Cimentaciones, organizada por la ACE, Urettek realizó una presentación de su sistema sobre resinas expansivas para la mejora del terreno.

El tratamiento del terreno mediante resinas expansivas consiste en la inyección en el terreno de una resina de poliuretano bicomponente de rápido tiempo de reacción y alta presión de expansión, capaz de consolidar, compactar y mejorar el terreno, tanto en el caso de asentamientos que puedan ocasionar patologías, como en el caso de intervenciones para rehabilitación, remonta o aumentos de carga en estructuras de edificación.

La perforación de las inyecciones es de entre 12 y 26 mm de diámetro máximo, con profundidades de tratamiento de hasta 15 m (pudiendo ser superiores con máquina especial de perforación) y con un intereje en las perforaciones de entre 50 y 150 cm. La ejecución de los foros de inyección se realiza mediante taladros manuales eléctricos de rotopercusión con una energía de impacto que corresponde a máx. 12-14 Julios y una frecuencia de 1.200-2.800 golpes/minuto. Este sistema de perforación, ampliamente testado en edificios de elevado valor, no transmite vibraciones considerables a las estructuras (fig. 1).

La colocación de los conductos de inyección tiene lugar tras la perforación; a partir de ese momento, se comienza a inyectar mediante una pistola que, al insertarse en la boca del agujero, introduce en el conducto subterráneo la resina a alta presión de hinchamien-



Figura 1. Inyección en zapata de cimentación.



Figura 2. Vista de terreno granular tratado.



Figura 3. Vista de terreno cohesivo tratado.

to previamente mezclada en una cámara específica de premezcla contenida en el interior de la misma (figs. 2 y 3).

Los operadores interrumpen la inyección de resinas en el terreno en caso de que detecten un aumento excesivo de la presión, o bien tras alcanzar los valores preestablecidos de volumen de resina inyectada, o como consecuencia de la detección de un principio de levantamiento de la estructura (figs. 4 a 7). La secuencia de los agujeros a través de los cuales se ejecuta la inyección, así como la modalidad de ejecución y el control del tratamiento, están planificados y son objeto de un proyecto específico realizado en función de los objetivos a alcanzar.



Figura 4. Inicio del principio de levantamiento.



Figura 5. Segunda fase del principio de levantamiento.



Figura 6. Fin del principio de levantamiento.



Figura 7. Comportamiento del terreno.

Los puntos de inyección tienen una sucesión alterna (fig. 8), para favorecer el comienzo del proceso de disipación de las presiones que se producirán por el hinchamiento de la resina en el terreno.

La inyección se realiza en la profundidad suficiente como para cubrir la zona de terreno influenciada por el bulbo de tensiones (fig. 9).

Los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de la inyección (fig. 10) se introducen en un programa de elementos finitos para extraer los valores de

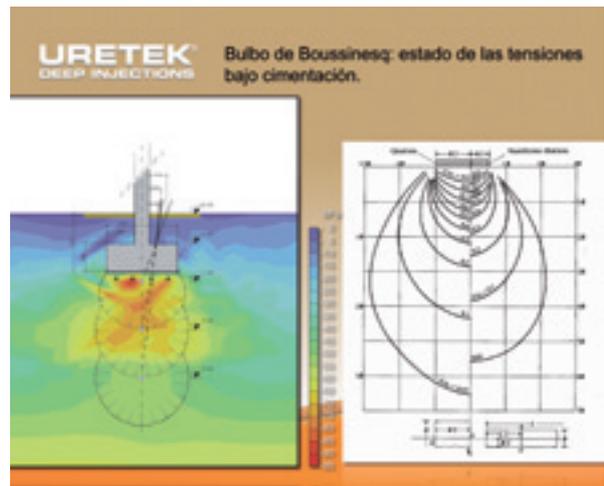


Figura 9. Bulbo de tensiones bajo la cimentación.



Figura 8. Situación aproximada de los puntos de inyección.

volumen necesario de resina a inyectar y zonas de inyección entre otra información.

Presión de hinchamiento

La presión máxima de hinchamiento de la resina obtenida en condiciones edométricas es de 10,2 MPa.

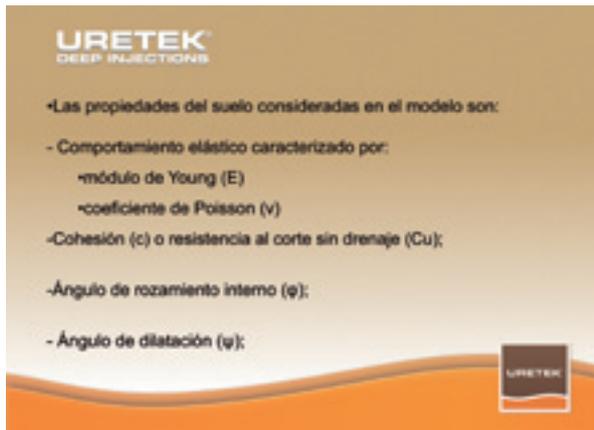


Figura 10. Parámetros de inyección considerados en el modelo.

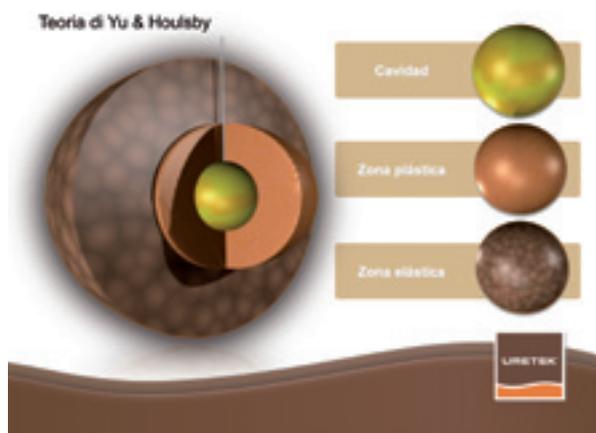


Figura 11. Teoría de expansión de la resina.

La resina expande siguiendo la teoría de Yu & Houlsby en la cual el volumen de resina alcanzará mayor o menor magnitud en función de los parámetros del terreno (fig. 11).

Tiempo de reacción

El tiempo de finalización de la reacción de polimerización de la resina es muy rápido (del orden de algunos segundos). Dicha característica le permite al material quedarse confinado en el espacio más cercano al punto de inyección, sin fluir demasiado lejos y sin pérdidas excesivas de material (fig. 12).

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la resina expandida puede variar entre 10 MPa y 80 MPa, según el peso de volumen obtenido tras la reacción (fig. 13).

Las reducidas dimensiones de las herramientas de trabajo y de los equipos de inyección permiten distancias de trabajo entre la zona de intervención y el camión-taller de más de 80 m, facilitando el trabajo en zonas de difícil accesibilidad y con restricciones importantes de gálibo (fig. 14).

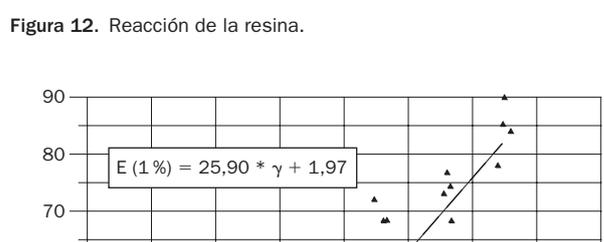
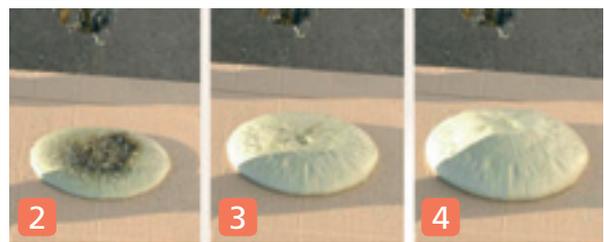


Figura 12. Reacción de la resina.

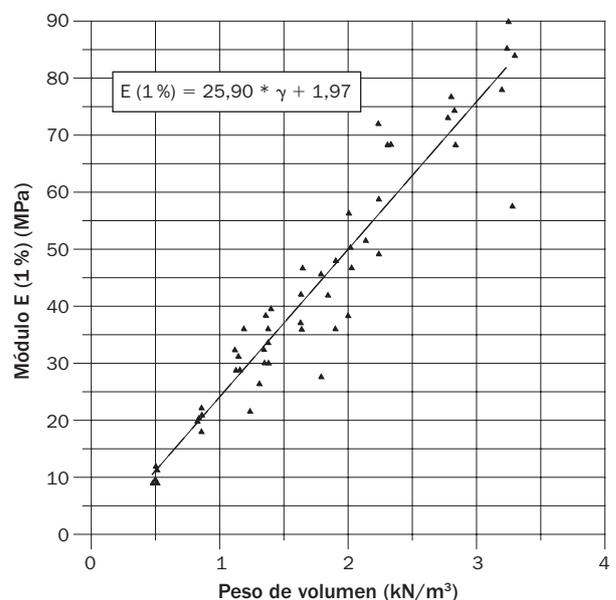


Figura 13.

Las ventajas del sistema son las siguientes:

- **No invasivo:** sin excavaciones ni obras de albañilería.
- **Rápido e inmediatamente eficaz.**
- **No ensucia y no produce residuos.**



Figura 14. Trabajos de inyección con gálbulo reducido.

- Permite intervenciones parciales y localizadas.
- Controlado con nivel láser en tiempo real.

La resina:

- Expande rápidamente y con alta presión.
- No se aleja del bulbo de presiones.



Figura 15. Realización de penetrómetro de comprobación.



Figura 16. Monitorización del principio de levantamiento.

- Es estable en el tiempo.
- No contamina.

Como control de las inyecciones y de sus resultados se realiza un control en tiempo real del comportamiento del terreno, verificando el principio de levantamiento que confirma la expansión y actuación de la resina in situ y en tiempo real. Además se realizan ensayos penetrométricos previos, comparándolos con los realizados una vez finalizado el tratamiento para comparar las resistencias a compresión del terreno antes y después del tratamiento (figs. 15 y 16).

CASOS PRÁCTICOS DE APLICACIÓN

El uso de resinas expansivas está actualmente extendido en casos como:

Rehabilitación de edificios

Rehabilitación de edificio en Pineda de Mar (Barcelona) (figs. 17 a 21).

Case study

Rehabilitación Edificio en Pineda de Mar (BARCELONA)

Mejora del terreno para una rehabilitación donde se cambia el uso de edificación, y hace que aumenten las cargas, tanto permanentes, a causa del refuerzo estructural, como variables.

El edificio consta de 3 plantas sobre rasante y data del año 1737, habiendo sufrido posteriores remodelaciones.

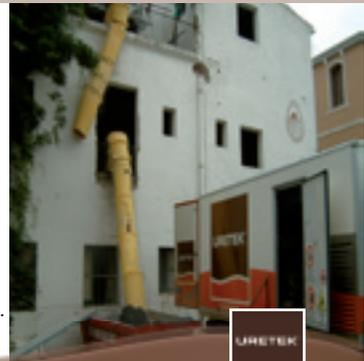


Figura 17. Vista exterior del edificio.

Case study

Rehabilitación Edificio en Pineda de Mar (BARCELONA)

Cimiento continuo de unos 70 cm de ancho y 80 cm de profundidad.

El tipo de suelo es de rellenos en los 2 primeros metros, pasando a arena que va ganando consistencia en profundidad.



Figura 18. Vista interior del edificio.



Figura 19. Fases de realización de los trabajos.

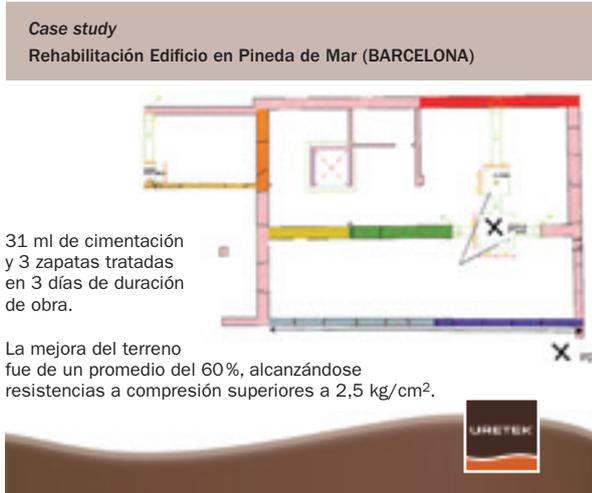


Figura 20. Plano de realización de los trabajos.

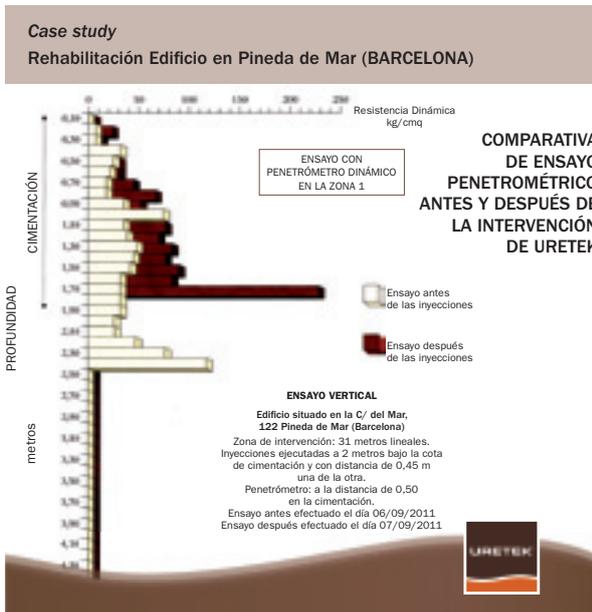


Figura 21. Realización de penetrómetro de comprobación.

Recalce de cimentaciones de edificios

Recalce de edificio de la Punta de la Dogana, Venecia (Italia) (figs. 22 a 27).

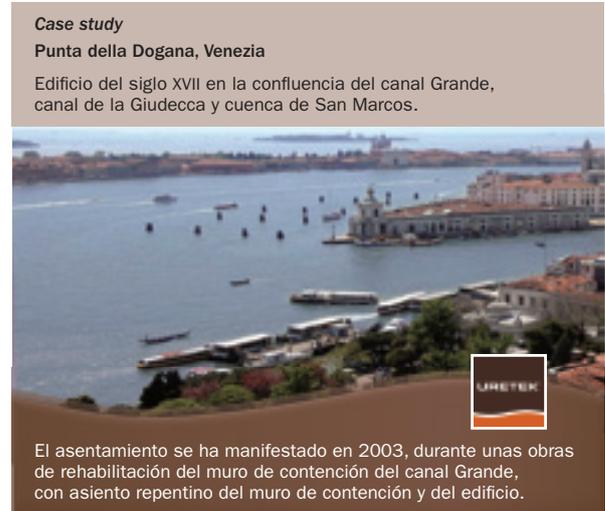


Figura 22. Vista exterior del edificio.



Figura 23. Patologías visibles.

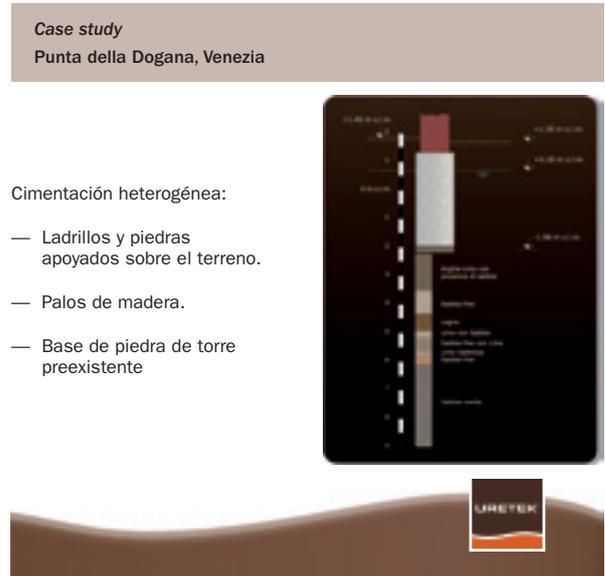
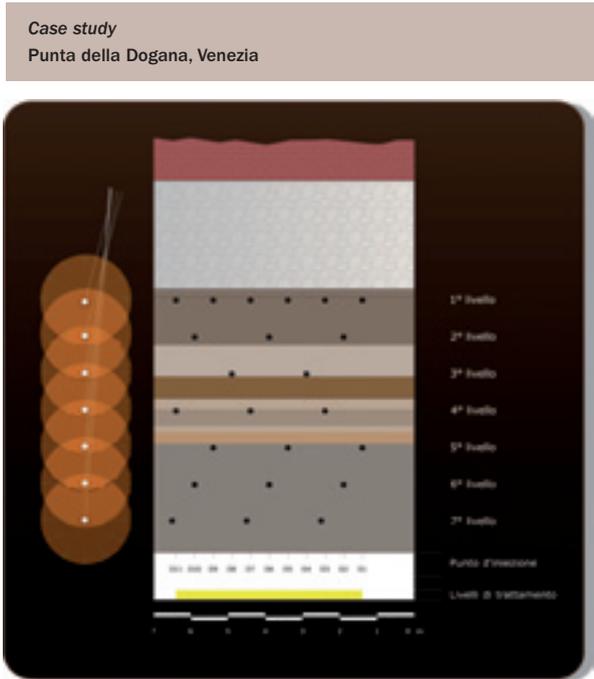


Figura 24. Columna litoestratigráfica.



Tratamiento en siete niveles a 50 cm.

- 1.ª fase: compactación superficial con inyecciones superficiales y relleno de huecos macroscópicos.
- 2.ª fase: compactación profunda hasta el tope de la capa de arenas.



Figura 25. Tratamiento realizado.



CANALE DELLA GIUDECCA



CANAL GRANDE

- Tratamiento columnar
- Cuatro niveles de inyección
- Cuatro niveles de inyección
- Seis niveles de inyección
- Siete niveles de inyección



Figura 26. Plano de actuación.

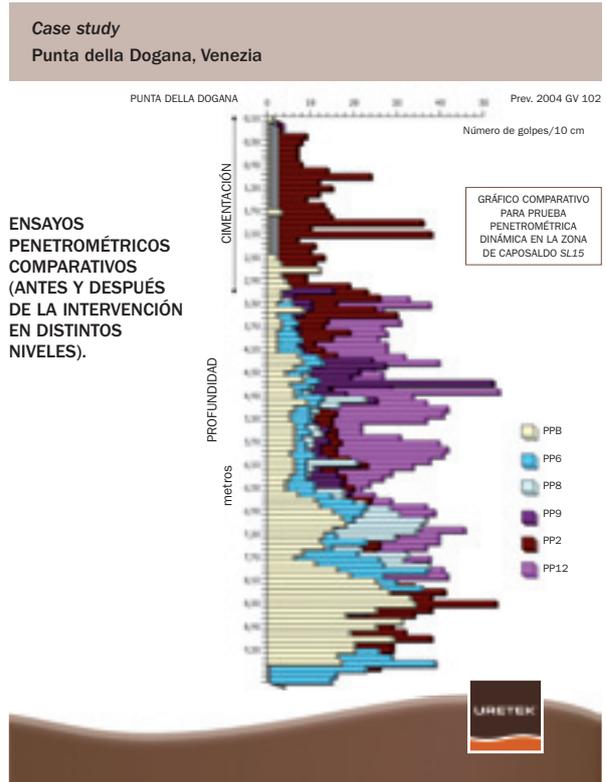


Figura 27. Penetrómetros realizados.

Piscinas (fig. 28)



Figura 28. Consolidación y levantamiento de vaso de piscina de hasta 7 cm.

Carreteras (fig. 29)



Figura 29. Consolidación firme de carretera.

Y en general cualquier tipo de estructura susceptible de rehabilitar o mejorar su cimentación, relleno de cavidades en el terreno, muros de mampostería...

Actuacions de refonamentació amb aparells de recalçat 2PE. Sistema no invasiu

Núria Sauleda

El present text exposa una nova tècnica que ha desenvolupat 2PE PILOTES SL i que va presentar a la Jornada de reparació i reforç de fonaments en rehabilitació d'edificis.

Aquest el composem en quatre parts diferenciades, una primera part d'introducció i comparació d'un sistema objecte d'aquesta publicació (**aparells de recalçat 2PE**) amb altres sistemes de recalçat habituals, una segona part que té com a objectiu descriure el sistema per, posteriorment exposar els criteris a considerar en el disseny d'actuacions de reforç de fonaments amb **aparells de recalçat 2PE** i, per acabar, un quart punt assenyalant la seva instal·lació i controls d'actuació.

INTRODUCCIÓ I COMPARACIÓ AMB SISTEMES DE RECALÇAT HABITUALS

2PE PILOTES SL va desenvolupar un sistema innovador de recalçat de fonaments enfocat a obres de rehabilitació. Aquest nou sistema s'ofereix als nostres clients i els permet resoldre reparacions de fonaments, així com reforços dels mateixos, de forma molt més eficient de com s'ha estat realitzant fins ara.

El sistema que presentem l'hem denominat **sistema no invasiu de recalçat de fonaments**.

Quan tenim la fonamentació d'un edifici o habitatge inadequada, el **recalçat de fonamentació amb micropilots** és una de les opcions més utilitzades. La metodologia habitual es basa en la realització de micropilots i posteriorment una estructura, la funció de la qual, és transmetre l'esforç des de la fonamentació als micropilots.

Quan la fonamentació a tractar pertany a un edifici o habitatge, el recalçat de la mateixa amb micropilots té una sèrie d'aspectes especialment crítics:

- La perforació requereix maquinària de dimensions relativament importants. Aquesta necessitat d'espai obliga a realitzar obres importants amb l'objectiu de permetre l'accés de la maquinària a la zona de treball i acaba essent una tècnica agressiva amb l'entorn (fig. 1).



Figura 1.

- Un altre aspecte a considerar és la necessitat de garantir una adequada transmissió d'esforços entre els micropilots i l'estructura a reforçar. Això obliga a la realització d'elements estructurals que recullin els micropilots i que es connectin amb les estructures a recalçar. La construcció d'aquests elements estructurals pot arribar a ser complexa i més tenint en compte que pot ser necessari realitzar-los en interiors de difícil accés (fig. 2).
- Les tècniques habituals d'execució de micropilots requereixen la gestió de grans caudals de fluids i fangs (beurades de ciment, pols, aigua, bentonita, polímers...) tant en la fase de perforació com en la fase de la injecció final del micropilot. Si al que hem exposat, li sumem la dificultat de treballar amb equips de motor d'explosió, obtenim una obra

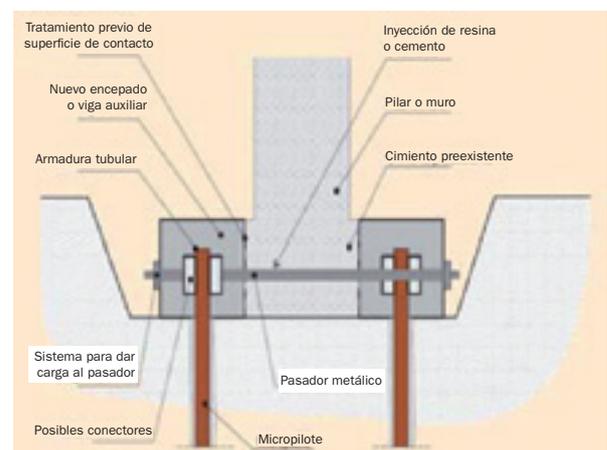


Figura 2.

molt més bruta i difícil de compatibilitzar amb l'entorn.

- Un últim punt, en certa mesura derivat dels anteriors, és que gran part dels micropilots no es podran fer allà on serien més eficients, a efectes estructurals, sinó on es puguin fer, degut a les limitacions d'accés dels equips o les possibilitats de connexió entre el recalçat i l'estructura. Això implicarà l'aparició d'excentricitats importants.

Davant aquesta realitat, **2PE PILOTES SL** amb cinc anys de desenvolupament, posa a disposició dels seus clients, una sèrie de tècniques amb l'objectiu d'augmentar l'eficiència dels recalçats de fonamentacions amb micropilots. A aquestes tècniques les hem anomenat:

SISTEMA NO INVASIU DE RECALÇAT DE FONAMENTS

Els nostres objectius són:

- Treballar bàsicament amb **elements prefabricats**, reduint al mínim els treballs in situ.
- Treballar sobre un principi d'**obra seca**.
- Donar preferència als controls de qualitat de funcionament real (**proves de càrrega**) davant de controls sobre elements aïllats.
- **Disminuir** al màxim l'**impacte** sobre l'espai existent.
- Dotar el sistema d'eines que li permetin afrontar el major nombre possible de situacions.
- Aconseguir **acotar terminis i costos** així com fer-los més previsibles respecte a la situació actual.
- En els treballs interiors, donar prioritat a la utilització d'equips amb motors elèctrics davant d'equips amb motors tèrmics (gasoil o gasolina).
- **Control tècnic** solvent i personal sobre tot el procés, des de l'anàlisi de la problemàtica fins al lliurament de l'obra.
- **Garantia** dels treballs.

Després d'aquests darrers anys, **2PE PILOTES SL** ofereix als seus clients un sistema que permet aconseguir els objectius operatius buscats. Aquest sistema es basa en els següents elements i tècniques:

- Central hidràulica amb motor elèctric, muntada sobre erugues i equipada amb un quadre elèctric multi usos (sense fums en interiors, l'equip passa per una porta, mínima ocupació d'espai, soroll mínim i pes inferior a 800 kg).

- Columna de perforació equipada amb un capçal de rotació i transportable manualment (accés als punts més difícils i un pes inferior a 150 kg).
- Sistema de clavat de micropilots mitjançant un gat hidràulic de carrera llarga (sense vibracions, ni soroll, amb un control total de la capacitat i un pes inferior a 85 kg).
- Grapa de connexió a la fonamentació a recalçar (reacció en fase d'instal·lació i connexió definitiva entre micropilot i estructura).
- Urpa activadora per a la connexió d'elements diversos a la grapa, tant en fase de materialització del micropilot com d'activació del mateix.
- Braç centrador per eliminar moments excèntrics entre micropilots i elements a recalçar.
- Ancoratge per introduir la component excèntrica.
- Sistema d'activació del micropilot, basat en la càrrega d'aquest mitjançant gats hidràulics de carrera curta i fixat a la grapa. Tots els elements estan pensats per suportar més de 50 anys davant l'oxidació.
- Materialització dels micropilots mitjançant trams de canonada amb maneguets de continuïtat i dissenyats per suportar més de 100 anys davant l'oxidació segons UNE 14199 en sòls naturals.
- Precàrrega del micropilot i possibilitat d'aixecament parcial o total de l'edifici.

DESCRIPCIÓ DEL SISTEMA

El sistema de refonamentació amb aparells de recalçat 2PE consisteix, com ja hem indicat més amunt, en el reforç d'elements estructurals mitjançant la instal·lació d'aparells especialment dissenyats per suportar les accions de cimentació requerides, connectant aquests aparells a l'estructura a recalçar.

L'aspecte bàsic de la tècnica és que la instal·lació dels aparells utilitza la pròpia estructura a recalçar, com a element de reacció d'un sistema de clavat de tubs en el terreny com a micropilot. El sistema utilitza l'acte del clavat com la verificació de la capacitat del propi aparell, constituint una prova de càrrega real de tots i cadascun dels elements instal·lats.

Els **elements que formen un aparell de recalçat 2PE** són:

- Grapa.
- Urpa activadora.
- Canonada.
- Barra centradora ancorada.

Grapa

Aquest element té una doble funció segons es tracti de la fase d'instal·lació de l'aparell o la fase de servei d'aquest.

En **fase d'instal·lació** la grapa dota totes les operacions de la capacitat de reacció vertical, gràcies a que transmet els esforços verticals a la fonamentació i/o estructura a recalçar. En la fase d'instal·lació de l'aparell poden donar-se dues operacions:

- *Preperforacions* per travessar materials on no es pot plantejar un clavat directe del micropilot, o sigui necessari aconseguir una longitud mínima que no pogués arribar-se mitjançant el clavat. Per això, es connectarà a la placa el sistema més adequat de perforació en funció dels materials a travessar.
- *Clavat dels tubs* com a micropilots mitjançant el muntatge d'un sistema d'empenta, l'element fonamental del qual, serà un gat hidràulic de carrera llarga.

A les figures 3 i 4 es mostra una de les tipologies de placa utilitzades per 2PE. Existeixen diverses tipologies amb la finalitat d'adaptar-se a les diferents problemàtiques de recalçat.

En la **fase definitiva o de servei**, la grapa serà la responsable de transmetre l'esforç entre el micropilot

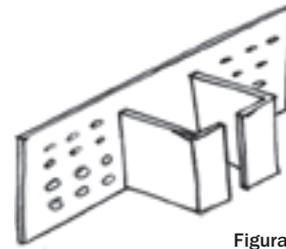


Figura 3.



Figura 4.

prèviament instal·lat i la fonamentació a recalçar, quedant com un element estructural afegit a la pròpia fonamentació de l'edifici. Aquesta, estarà dissenyada per a suportar les càrregues esperades durant tota la vida útil de l'actuació en forma d'encep.

FONAMENTS ESPECIALS EN PETITS ESPAIS

Treballem en condicions
molt estrictes d'espai



Certificat núm. ES11/9905 de compliment dels requisits de la Norma ISO 9001:2008.



Membre protector de l'associació de consultors d'estructures.



Màxima classificació com a contractista d'obra per l'administració amb categoria K02E de "Sondeos inyecciones y pilotajes", i la categoria K01D de "Cimentaciones especiales".

Visítans a www.2pe.biz

93 763 26 99 / 660 484 072. Mail: 2pe@2pe.biz
Av. Maresme 9. 08396 Sant Cebrià de Vallalta.



Urpa activadora

Igual que la grapa, aquest element té funcions diferents segons ens trobem en la fase d'instal·lació de l'aparell o en la fase de servei d'aquest.

En la **fase d'instal·lació** la urpa activadora té com a funció connectar la grapa amb els sistemes utilitzats en la fase de preperforació o clavat. D'aquesta forma permet la transmissió mecànica dels esforços que es generin fins a la grapa, la qual transmetrà aquests esforços a la fonamentació i/o estructura a recalçar.

En la **fase definitiva o de servei** l'urpa activadora actuarà com a connector entre el micropilot i la grapa. En aquesta fase la grapa pot tenir un caràcter actiu o passiu:

- La *connexió serà activa* si el micropilot es posa en càrrega abans de ser connectat amb la grapa. Això es durà a terme mitjançant gats hidràulics de carrega curta i permetrà que els micropilots, i per tant el recalçat, puguin entrar en càrrega a requeriment del dissenyador de l'actuació. Aquesta posada en càrrega es podrà realitzar de forma individual o conjunta, posant en càrrega en un mateix moment un o diversos aparells.
- La *connexió passiva* es limitarà a connectar el micropilot amb l'estructura a recalçar, de manera que quan aquesta s'assenti en l'aparell, el micropilot entrarà en càrrega, a través de la grapa.

A les figures 5 i 6 es mostra el conjunt de l'urpa activadora i l'equip de posada en càrrega.

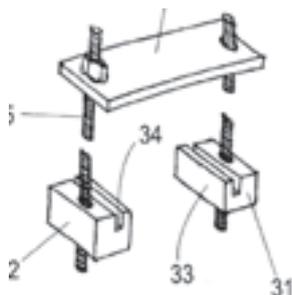


Figura 5.



Figura 6.

Canonada (micropilot)

Aquest element té com a funció transmetre els esforços del recalçat al terreny en profunditat. Està format per canonades buides dissenyades per suportar les accions previstes durant tota la vida útil de l'actuació. Les canonades s'instal·laran per trams, connectant-les mitjançant una junta que garanteix la transmissió dels esforços de compressió entre trams. Les canonades poden ser de diversos materials (acer, fibra de vidre, resines, etc.) i poden tenir diferents tipus de tractaments superficials, per exemple, metall galvanitzat.

Barra centradora ancorada

Donada la no coincidència de l'eix de recolzament de l'aparell de recalçat amb la vertical de la baixada de càrregues de l'estructura a reforçar, existirà un moment excèntric que, en certs casos, pot resultar no admissible per a l'estructura a recalçar. Això es pot resoldre mitjançant una barra centradora ancorada al terreny o solidària a un altre element estructural, de forma que permeti desenvolupar una acció centradora gràcies a que aquesta connexió al terreny o als elements, suporten la tracció necessària.

A les actuacions de reforç de fonaments amb aparells de recalçat 2PE es diferencien les següents tres fases operatives.

FASE 1. Instal·lació de la grapa

En aquesta fase es descobreix la fonamentació i es saneja la superfície del fonament on es desitgi instal·lar-la, podent ser necessari un repicat, reperfilat i/o tractament superficial per aconseguir una superfície adequada. La grapa es connecta a la fonamentació mitjançant connectors químics, tal i com pot veure's a la figura 7. En el cas que es vulgui instal·lar l'aparell de recalçat sota rasant, caldrà fer una rasa de dimensions mínimes en planta de 80 × 100 cm.



Figura 7.

FASE 2. Clavat del micropilot

Es connecta a la grapa un sistema d'empenta, per això s'utilitzarà una urpa activadora dissenyada per a



Figura 8.



Figura 9.

aquesta tasca. En certes circumstàncies, pot ser necessari realitzar una preperforació per travessar materials que no permetin el clavat dels tubs. En aquests darrers casos es connectarà l'eina de perforació adequada per travessar el material, mitjançant una columna de perforació dissenyada per això. En la figura 8 s'aprecia el sistema de clavat instal·lat, així com la utilització d'una columna per a la preperforació (fig. 9).

FASE 3. Activat i/o connexió de l'aparell de recalçat 2PE

Una vegada instal·lat el micropilot mitjançant el clavat d'aquest, es lligarà a la fonamentació amb una grapa activadora definitiva, quedant així completat l'aparell.



Figura 10.



Figura 11.

Aquest finalment permetrà transmetre els esforços de la fonamentació de l'estructura a recalçar al micropilot. Aquesta connexió podrà ser activa o passiva. En aquesta fase es pot considerar necessària la instal·lació d'una barra centradora. A les figures 10 i 11 pot veure's la posada en càrrega de dos aparells així com l'aspecte d'un conjunt de tres aparells ja instal·lats.

Tots els elements anteriors estaran dissenyats per suportar els esforços previstos durant la vida útil de l'actuació.

DISSENY DE LES ACTUACIONS

El disseny de l'actuació del reforç de fonaments amb aparells de recalçat 2PE ha d'anar precedit d'un anàlisi detallat de l'estructura sobre la qual s'actua, amb l'objecte de conèixer el seu funcionament estructural així com, en el cas d'existir alguna patologia, corregir-la i fer-ne un diagnòstic encertat.

Això implicarà la necessitat de disposar de la major informació possible sobre l'estructura, així com l'execució de prospeccions sobre aquells aspectes que presenten algun tipus de dubte. Cal també destacar la importància de disposar d'una adequada descripció del terreny sobre el qual s'assenta l'estructura, essent molt important disposar del corresponent estudi geotècnic.

Les fases de disseny de l'actuació seran:

PRIMER. *Establir condicionants mínims en base a les característiques del terreny al qual es transmetran els esforços de fonamentació.* En aquesta fase, es consideraran les característiques del terreny sota la cota de fonamentació de l'estructura actual, establint una longitud mínima de clavat de la canonada. Es destaquen els següents criteris a valorar:

- I. En el cas de l'existència d'una primera capa formada per terrenys inestables davant de canvis de condicions de contorn previsibles, com variació d'humitat, vibracions, etc., aquesta ha de ser superada. Un exemple clar, seria la presència de reblerts antròpics o argiles expansives.
- II. En el cas de l'existència d'antics recalçats o reblerts cíclops, aquests han de ser superats.

Si les característiques del terreny a travessar apunten que, amb el clavat, no es preveu arribar a la longitud mínima determinada, es preveurà una preperforació mecànica.

SEGON. *Determinar les característiques dels aparells de recalçat a utilitzar* i més concretament, els meca-

nismes de connexió d'aquests amb l'estructura actual. En aquesta fase serà fonamental conèixer les característiques dels elements estructurals als quals aniran connectats els aparells de recalçat. Donada la importància de la connexió entre l'estructura a recalçar i els aparells, en casos com l'existència de fonamentacions de tàpia o obra de fàbrica, pot arribar a determinar-se una limitació a la capacitat dels mecanismes de reforç a utilitzar o una actuació prèvia.

TERCER. *Determinar les accions a suportar*, diferenciant la component permanent de la variable.

QUART. *Predissenyar una distribució d'aparells de recalçat.* S'apunten com a fonamentals els següents criteris:

- I. Existència d'un mecanisme estructural que permeti transmetre els esforços a suportar en fase de servei a l'aparell de recalçat.
- II. Limitar l'esforç a suportar per a cada aparell en funció del criteri que es consideri més exigent dels següents:
 - i. La màxima capacitat estructural dels aparells, en condicions normals es considerarà una capacitat estructural de 15 t.
 - ii. La capacitat de reacció que pugui mostrar l'estructura en fase d'instal·lació de l'aparell. En aquest s'ha de valorar la capacitat que pugui tenir l'estructura per desenvolupar mecanismes resistents de reacció vertical, així com els esforços que es puguin considerar en aquests mecanismes valorant, per exemple, que normalment només es podran considerar les càrregues permanents com actives en els mecanismes de reacció. Es pot preveure augmentar aquestes càrregues forçant la posada en càrrega de les estructures, per exemple, carregant els forjats.
 - iii. La resistència del mecanisme de connexió entre l'aparell de recalçat i l'estructura. Aquesta limitació pot ser especialment important en el cas d'obres de fàbrica de baixa qualitat resistent, on pot ser precís algun tipus d'actuació prèvia.

CINQUÈ. *Verificar que l'estructura és capaç de suportar el nou estat d'esforços* al que estarà sotmesa una vegada canviï la seva manera de transmetre els esforços al terreny, després de l'actuació. En cas que no sigui així, es modificarà el predisseny, considerant també els criteris de la fase 2. Tanmateix es pot valorar la realització de reforços estructurals per suportar els nous esforços.

SISÈ. Determinar els esforços a suportar per cada un dels aparells en base a la distribució finalment adoptada, les accions a suportar i els mecanismes de transmissió d'esforços considerats.

SETÈ. Definir un protocol d'actuació i control a seguir en obra, així com plans de contenció en funció d'aquells riscos que es considerin més probables.

INSTAL·LACIÓ, CONTROL D'ACTUACIÓ I POSADA EN SERVEI

En base al protocol d'actuació definit en la fase de disseny, es procedirà a la instal·lació dels aparells de recalçat 2PE. El procediment d'instal·lació dels aparells de recalçat 2PE es basa en un estricte control del comportament de l'estructura en fase d'instal·lació d'aquests, controlant tant la fase de clavat de la canonada com la posada en càrrega dels aparells.

La monitorització de tot el procés d'instal·lació s'aconsegueix mitjançant la instal·lació de diversos manòmetres que, gràcies al control continu de les pressions hidràuliques, ens mostren el nivell d'esforç aplicat sobre l'aparell de recalçat 2PE. A la figura 12 es pot veure un indicador pel control de la pressió en fase de clavat del micropilot, així com el registre de pressions realitzat en obra per controlar la càrre-



Figura 12.

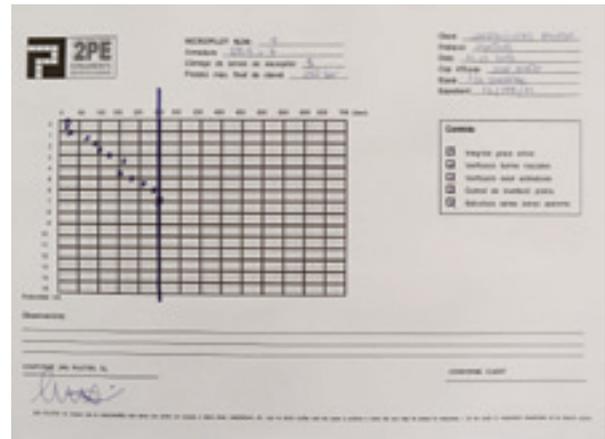


Figura 13.

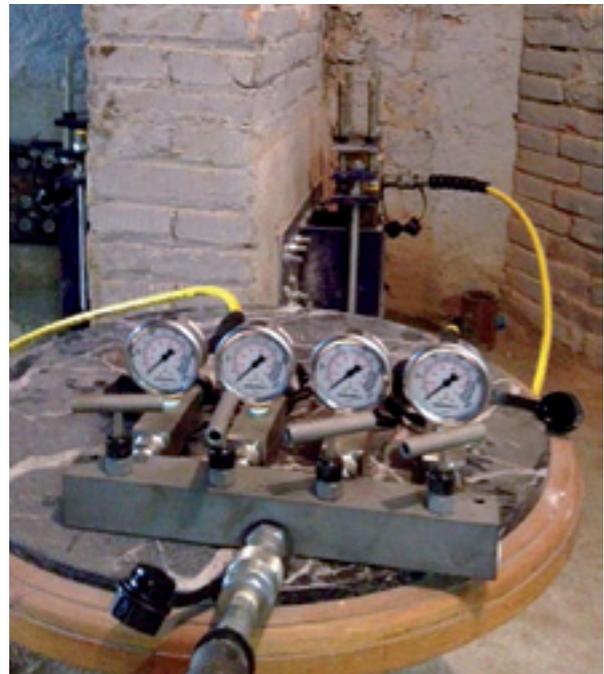


Figura 14.

ga màxima a aplicar en el procés de clavat a la figura 13. També es poden utilitzar sistemes de distribució hidràulica per a la posada en càrrega simultània de diversos aparells de recalçat 2PE, a la figura 14 es pot veure un distribuïdor de quatre vies amb els seus corresponents indicadors de pressió pel control de la posada en càrrega de fins a quatre aparells en un mateix acte.

En el cas que les hipòtesis considerades en fase de disseny d'actuació es mostrin adequades, els esforços de clavat i posada en càrrega reals arribaran als previstos en fase de disseny. Pot donar-se la circumstància que no sigui possible arribar als esforços previstos en fase de disseny, això pot ser per diverses raons, que destaquem a continuació:

- L'estructura no és capaç de suportar la reacció que transmet l'aparell en fase d'instal·lació d'aquest,

mostrant un mecanisme de ruptura local que impedeixi arribar al nivell d'esforç necessari.

- La reacció que transmet l'aparell en fase d'instal·lació d'aquest implica aixecaments no admissibles de l'estructura.
- El mecanisme de connexió entre l'aparell de recalçat i la fonamentació existent no suporta l'acció de reacció en fase d'instal·lació.
- La reacció que transmeten un aparell o conjunt d'aparells en fase de posada en càrrega, implica aixecaments de l'estructura o indicis de dany estructural.

En el cas que es doni algun dels escenaris descrits, s'haurà de verificar que el nivell de càrregues considerat és l'adequat, ja que pot ser que aquestes s'hagin sobreestimat i, sinó és així, s'haurà de plantejar la necessitat de redimensionar el nombre d'aparells a considerar o el mecanisme de connexió entre els aparells i l'estructura a recalçar. La figura 15 mostra la utilització d'un nivell làser pel control de possibles moviments de l'estructura en fase de clavat i la figura 16 una fissura que apunta a un inici de mecanisme de ruptura en l'estructura a recalçar.

És important ressaltar que els controls duts a terme en tota la instal·lació permetran garantir que l'afecta-



Figura 15.

SGS

SGS es Líder Mundial en Inspección, Verificación, Ensayos y Certificación

Fundado en 1878, SGS está considerada como principal referente mundial en calidad e integridad. Con más de 59.000 empleados, SGS opera a través de su red de 1.000 oficinas y laboratorios por todo el mundo.

El núcleo de sus actividades lo constituyen los servicios de inspección y supervisión del comercio internacional de productos agrícolas, minerales, petróleo y petroquímicos, equipos industriales y bienes de consumo. A lo largo de los años, SGS ha ampliado sus actividades hacia campos no dependientes del comercio,

como son la certificación de calidad y la gestión industrial.

Establecido en España desde 1929 dentro de su sector de actividad de control del tráfico de mercancías, SGS se constituye en el **mayor grupo empresarial en el sector de calidad**.

En la actualidad, el Grupo SGS España cuenta con más 3.000 profesionales, que son su principal activo. Está presente en todas las Comunidades Autónomas a través de sus 80 oficinas y 30 laboratorios (entre fijos y móviles).

NUESTROS PRODUCTOS

- Organismo de Control Técnico.
- Asistencia Técnica en la Edificación.
- Geotecnia (Estudios y Asesorías).
- Edificación (Estructuras, Instalaciones, Acabados, Patologías, Due Diligence...).
- Monitorización de Estructuras de Edificación y Obra Civil.
- Obra Civil (Asistencia Técnica en Proyectos y Obras).
- Laboratorio de Materiales de Construcción.



Edificio SGS en Barcelona.

DATOS DE LA EMPRESA

Nombre: **SGS**
 Fecha de creación: **1878**
 Delegaciones en España: **en todas las Comunidades Autónomas**
 Presencia en otros países: **140**
 N.º de trabajadores en España: **3.002**
 Oficinas en Barcelona:
SGS
 c/ Lluís 95-97, 5.ª planta
 08005 Barcelona
 Tel.: +34 93 320 36 17
 Fax: +34 93 320 36 20 / 21
 www.sgs.es



Figura 16.

ció a l'estructura a reforçar es manté dins d'uns nivells admissibles. També s'avalua que cada un dels elements que constitueixen l'aparell de recalçat 2PE suporten les accions per a les quals han estat dissenyats, amb un factor de seguretat, ja que a efectes pràctics, l'acte del clavat del micropilot és un assaig de càrrega estàtic per a cada un dels aparells, podent determinar una càrrega d'assaig igual a la futura càrrega de servei del micropilot multiplicada per un factor de seguretat.

Una vegada realitzada la instal·lació dels aparells de recalçat 2PE, per garantir la seva durabilitat durant una vida útil de 50 a 100 anys, es recomana recobrir aquest amb algun material que impedeixi processos d'oxidació, per exemple, formigonant un recinte que

contingui l'aparell, o establint un protocol de manteniment, el qual, mitjançant pintures protectores, asseguri la integritat de l'aparell en el temps. Es destaca que si s'opta per aquesta darrera opció, els aparells de recalçat 2PE poden deixar-se operatius i preparats per poder actuar en qualsevol moment de la seva vida útil. Aquest aspecte pot ser de gran interès, en el cas que es prevegin variacions en el temps, permetent posteriors aixecaments de l'estructura.

Respecte a les canonades clavades en el terreny, a efectes d'oxidació, estan dissenyades amb un criteri de sobredimensionat del seu espessor, basat en la Norma UNE-EN 14199:2006 *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Micropilotes*, garantint així que la seva secció, al final de la seva vida útil, es capaç de suportar les accions esperades (fig. 17).



Figura 17.

ACTUACIONES DE CIMENTACIÓN CON APARATOS DE RECALCE 2PE. SISTEMA NO INVASIVO

Núria Sauleda

El presente texto expone una nueva técnica que ha desarrollado 2PE PILOTES S. L. y que presentó en la Jornada de reparación y refuerzo de fundamentos en rehabilitación de edificios.

Este, lo componemos de cuatro partes diferenciadas, una primera parte de introducción y comparación de un sistema objeto de esta publicación (aparatos de recalce 2PE) con otros sistemas de recalce habituales, una segunda parte que tiene como objetivo describir el sistema, para posteriormente exponer los criterios a considerar en el diseño de actuaciones de refuerzo de cimientos con aparatos de recalce 2PE, y para terminar, un cuarto punto señalando su instalación y controles de actuación.

INTRODUCCIÓN Y COMPARACIÓN CON SISTEMAS DE RECALCE HABITUALES

2PE PILOTES S. L. desarrolló un sistema innovador de recalce de cimientos enfocado a obras de rehabilitación. Este nuevo sistema se ofrece a nuestros clientes y les permite resolver reparaciones de cimientos, así como refuerzos de los mismos, de forma mucho más eficiente de como se ha estado realizando hasta ahora.

El sistema que presentamos lo hemos denominado sistema no invasivo de recalce de cimientos.

Cuando tenemos la cimentación de un edificio o vivienda inadecuada, el recalce de cimentación con micropilotes es una de las opciones más utilizadas. La metodología habitual se basa en la realización de micropilotes y posteriormente una estructura cuya función es transmitir el esfuerzo desde la cimentación a micropilotes.

Cuando la cimentación a tratar pertenece a un edificio o vivienda, el recalce de la misma con micropilotes tiene una serie de aspectos especialmente críticos:

- La perforación requiere maquinaria de dimensiones relativamente importantes. Esta necesidad de espacio obliga a realizar obras importantes con el objetivo de permitir el acceso de la maquinaria a la zona de trabajo, y termina siendo una técnica agresiva con el entorno (fig. 1).
- Otro aspecto a considerar es la necesidad de garantizar una adecuada transmisión de esfuerzos entre los micropilotes y la estructura a reforzar. Esto obliga a la realización de elementos estructurales que recojan los micropilotes y que se conecten con las estructuras a recalzar. La construcción de estos elementos estructurales puede llegar a ser compleja, y más teniendo en cuenta que puede ser necesario realizarlos en interiores de difícil acceso (fig. 2).
- Las técnicas habituales de ejecución de micropilotes requieren la gestión de grandes caudales de fluidos y lodos (lechadas de cemento, polvo, agua, bentonita, polímeros...) tanto en la fase de perforación como en la fase de la inyección final del micropilote. Si a lo que hemos expuesto, le sumamos la dificultad de trabajar con equipos de motor de explosión, obtenemos una obra mucho más sucia y difícil de compatibilizar con el entorno.
- Un último punto, en cierta medida derivado de los anteriores, es que gran parte de los micropilotes no se podrán hacer allí donde serían más eficientes, a efectos estructurales, sino dónde se puedan hacer, debido a las limitaciones de acceso de los equipos o las posibilidades de conexión entre el recalce y la estructura. Esto implicará la aparición de excentricidades importantes.

Ante esta realidad **2P PILOTES S. L.**, con cinco años de desarrollo, pone a disposición de sus clientes una serie de técnicas, con el objetivo de aumentar la eficiencia de los recalzados de cimentaciones con micropilotes. A estas técnicas las hemos llamado:

SISTEMA NO INVASIVO DE RECALCE DE CIMENTACIONES

Nuestros objetivos son:

- Trabajar básicamente con **elementos prefabricados**, reduciendo al mínimo los trabajos *in situ*.
- Trabajar sobre un principio de **obra seca**.
- Dar preferencia a los controles de calidad de funcionamiento real (**pruebas de carga**) ante controles sobre elementos aislados.
- **Disminuir** al máximo el **impacto** sobre el espacio existente.
- Dotar al sistema de herramientas que le permitan afrontar el mayor número posible de situaciones.
- Conseguir **acotar plazos y costes** así como hacer estos más previsibles respecto a la situación actual.
- En los trabajos interiores, dar prioridad a la utilización de equipos con motores eléctricos ante equipos con motores térmicos (gasóleo o gasolina).
- **Control técnico** solvente y personal sobre todo el proceso, desde el análisis de la problemática hasta la entrega de la obra.
- **Garantía** de los trabajos.

Después de estos últimos años, **2PE PILOTES S. L.** ofrece a sus clientes un sistema que permite conseguir los objetivos operativos buscados. Este sistema se basa en los siguientes elementos y técnicas:

- Central hidráulica con motor eléctrico, montado sobre orugas y equipada con un cuadro eléctrico multiusos (sin humos en interiores, el equipo pasa por una puerta, mínima ocupación de espacio, ruido mínimo y peso inferior a 800 kg).
- Columna de perforación equipada con un cabezal de rotación y transportable manualmente (acceso a los puntos más difíciles y un peso inferior a 150 kg).

- Sistema de clavado de micropilotes mediante un gato hidráulico de carrera larga (sin vibraciones, ni ruido, con un control total de la capacidad y un peso inferior a 85 kg).
- Grapa de conexión a la cimentación a recalzar (reacción en fase de instalación y conexión definitiva entre micropilote y estructura).
- Zarpa activadora para la conexión de elementos diversos en la grapa, tanto en fase de materialización del micropilote como de activación del mismo.
- Brazo centrador para eliminar momentos excéntricos entre micropilotes y elementos a recalzar.
- Anclaje para introducir la componente excéntrica.
- Sistema de activación del micropilote, basado en la carga de este mediante gatos hidráulicos de carrera corta y fijado a la grapa. Todos los elementos están pensados para soportar más de 50 años frente a la oxidación.
- Materialización de los micropilotes mediante tramos de tubería con manguitos de continuidad y diseñados para soportar más de 100 años frente a la oxidación según UNE 14199 en suelos naturales.
- Precarga del micropilote y posibilidad de levantamiento parcial o total del edificio.

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema de recimentación con aparatos de recalce 2PE consiste, como ya hemos indicado más arriba, en el refuerzo de elementos estructurales mediante la instalación de aparatos especialmente diseñados para soportar las acciones de cimentación requeridas, conectando estos aparatos en la estructura a recalzar.

El aspecto básico de la técnica es que la instalación de los aparatos utiliza la propia estructura a recalzar como elemento de reacción de un sistema de hincado de tubos en el terreno como micropilote. El sistema utiliza el acto del clavado como la verificación de la capacidad del propio aparato, constituyendo una prueba de carga real de todos y cada uno de los elementos instalados.

Los **elementos que forman un aparato de recalce 2PE** son:

- Grapa
- Zarpa activadora
- Tubería
- Barra centradora anclada

Grapa

Este elemento tiene una doble función según se trate de la fase de instalación del aparato o la fase de servicio de este.

En **fase de instalación** la grapa dota a todas las operaciones de la capacidad de reacción vertical, gracias a cual transmite los esfuerzos verticales a la cimentación y/o estructura a recalzar. En la fase de instalación del aparato pueden darse dos operaciones:

- Preperforaciones para atravesar materiales donde no se puede plantear un clavado directo del micropilote, o sea necesario alcanzar una longitud mínima que no pudiera alcanzarse mediante el clavado. Por ello se conectará a la placa, el sistema más adecuado de perforación en función de los materiales a atravesar.
- Hincado de los tubos como micropilote mediante el montaje de un sistema de empuje; el elemento fundamental será un gato hidráulico de carrera larga.

En las figuras 3 y 4 se muestra una de las tipologías de placa utilizadas por 2PE. Existen varias tipologías con el fin de adaptarse a las diferentes problemáticas de recalce.

En la fase definitiva o de servicio la grapa será la responsable de transmitir el esfuerzo entre el micropilote previamente instalado y la cimentación a recalzar, quedando como un elemento estructural añadido a la propia cimentación del edificio. Esta estará diseñada para soportar las cargas esperadas durante toda la vida útil de la actuación en forma de encepado.

Zarpa activadora

Al igual que la grapa, este elemento tiene funciones diferentes según nos encontremos en la fase de instalación del aparato o en la fase de servicio de este.

En la fase de instalación la zarpa activadora tiene como función conectar la grapa con los sistemas utilizados en la fase de preperforación o clavado. De esta forma permite la transmisión mecánica de los esfuerzos que se generen hasta la grapa, la cual transmitirá estos esfuerzos a la cimentación y/o estructura a recalzar.

En la fase definitiva o de servicio la zarpa activadora actuará como conector entre el micropilote y la grapa. En esta fase la grapa puede tener un carácter activo o pasivo:

- La conexión será activa si el micropilote se pone en carga antes de ser conectado con la grapa. Esto se llevará a cabo mediante gatos hidráulicos de carrera corta y permitirá que los micropilotes, y por tanto el recalce, pueda entrar en carga a requerimiento del diseñador de la actuación. Esta puesta en carga se podrá realizar de forma individual o conjunta, poniendo en carga en un mismo momento uno o varios aparatos.
- La conexión pasiva se limitará a conectar el micropilote con la estructura a recalzar, de manera que cuando esta se asiente en el aparato, el micropilote entrará en carga, a través de la grapa.

En las figuras 5 y 6 se muestra el conjunto de la zarpa activadora y el equipo de puesta en carga.

Tubería (micropilote)

Este elemento tiene como función transmitir los esfuerzos del recalce al terreno en profundidad. Está formado por tuberías vacías diseñadas para soportar las acciones previstas durante toda la vida útil de la actuación. Las tuberías se instalarán por tramos, conectándolas mediante una junta que garantiza la transmisión de los esfuerzos de compresión entre tramos. Las tuberías pueden ser de diversos materiales (acero, fibra de vidrio, resinas, etc.) y pueden tener diferentes tipos de tratamientos superficiales, por ejemplo, metal galvanizado.

Barra centradora anclada

Dada la no coincidencia del eje de apoyo del aparato de recalce con la vertical de la bajada de cargas de la estructura a reforzar, existirá un momento excéntrico que, en ciertos casos, puede resultar no admisible para la estructura a recalzar. Esto se puede resolver mediante una barra centradora anclada al terreno o solidaria a otro elemento estructural, de forma que permita desarrollar una acción centradora gracias a que esta conexión al terreno o a los elementos, soportan la tracción necesaria.

En las actuaciones de refuerzo de cimientos con aparatos de recalce 2PE se diferencian las siguientes tres fases operativas:

FASE 1. Instalación de la grapa

En esta fase se descubre la cimentación y se sana la superficie del cimiento donde se desea instalarla, pudiendo ser necesario un repicado, reperfilado y/o tratamiento superficial para conseguir una superficie adecuada. La grapa se conecta a la cimentación mediante conectores químicos, tal y como puede verse en la figura 7. En el caso de que se quiera instalar el aparato de recalce bajo rasante, habrá que hacer una zanja de dimensiones mínimas en planta de 80 x 100 cm.

Tecnologia de Rehabilitació

Rehabilitació Integral d'Edificis

Actistes d'Obres

Anàlisi de Patologies Estructurals

Aplicació de Morters i Resines

Treballs especials

Rehabilitació Integral

Rehabilitació Integral d'Edificis

CONTRACTA

Balmes, 243, 1r 3a · 08006 Barcelona
T. 93 238 56 93 · F. 93 238 56 94 · info@contracta.net · www.contracta.net

FASE 2. Clavado del micropilote

Se conecta a la grapa un sistema de empuje, para ello se utilizará una zarpa activadora diseñada para esta tarea. En ciertas circunstancias, puede ser necesario realizar una preperforación para atravesar materiales que no permitan el clavado de los tubos. En estos últimos casos se conectará la herramienta de perforación adecuada para atravesar el material, mediante una columna de perforación diseñada para ello. En la figura 8 se aprecia el sistema de clavado instalado, así como la utilización de una columna para la preperforación (fig. 9).

FASE 3. Activado y/o conexión del aparato de recalce 2PE

Una vez instalado el micropilote mediante el clavado de este, se ligará a la cimentación con una zarpa activadora definitiva, quedando así completado el aparato. Este último permitirá transmitir los esfuerzos de la cimentación de la estructura a recalzar al micropilote. Esta conexión podrá ser activa o pasiva. En esta fase se puede considerar necesaria la instalación de una barra centradora. En las figuras 10 y 11 puede verse la puesta en carga de dos aparatos así como el aspecto de un conjunto de tres aparatos ya instalados.

Todos los elementos anteriores estarán diseñados para soportar los esfuerzos previstos durante la vida útil de la actuación.

DISEÑO DE LAS ACTUACIONES

El diseño de la actuación del refuerzo de cimientos con aparatos de recalce 2PE debe ir precedido de un análisis detallado de la estructura sobre la que se actúa, con el objeto de conocer su funcionamiento estructural así como, en el caso de existir alguna patología, corregirla y hacer un diagnóstico acertado.

Esto implicará la necesidad de disponer de la mayor información posible sobre la estructura, así como la ejecución de prospecciones sobre aquellos aspectos que presentan algún tipo de dudas. Cabe también destacar la importancia de disponer de una adecuada descripción del terreno sobre el que se asienta la estructura, siendo muy importante disponer del correspondiente estudio geotécnico.

Las fases de diseño de la actuación serán:

PRIMERO. Establecer condicionantes mínimos en base a las características del terreno al que se transmitirán los esfuerzos de cimentación. En esta fase, se considerarán las características del terreno bajo la cota de cimentación de la estructura actual, estableciendo una longitud mínima de clavado de la tubería. Se destacan los siguientes criterios a valorar:

- I. En el caso de la existencia de una primera capa formada por terrenos inestables ante cambios de condiciones de contorno previsible, como variación de humedad, vibraciones, etc., esta debe ser superada. Un ejemplo claro sería la presencia de rellenos antrópicos o arcillas expansivas.
- II. En el caso de la existencia de antiguos recalzados o rellenos cíclopes, estos deben ser superados.

Si las características del terreno a atravesar apuntan a que con el clavado, no se prevé alcanzar la longitud mínima determinada, se preverá una preperforación mecánica.

SEGUNDO. Determinar las características de los aparatos de recalce a utilizar y más concretamente los mecanismos de conexión de estos con la estructura actual. En esta fase será fundamental conocer las características de los elementos estructurales a los que irán conectados los aparatos de recalce. Dada la importancia

de la conexión entre la estructura a recalzar y los aparatos, en casos como la existencia de cimentaciones de tapia o obra de fábrica, puede llegar a determinarse una limitación a la capacidad de los mecanismos de refuerzo a utilizar o una actuación previa.

TERCER. Determinar las acciones a soportar, diferenciando la componente permanente de la variable.

CUARTO. Prediseñar una distribución de aparatos de recalce. Se apuntan como fundamentales los siguientes criterios:

- I. Existencia de un mecanismo estructural que permita transmitir los esfuerzos a soportar en fase de servicio al aparato de recalce.
- II. Limitar el esfuerzo a soportar por cada aparato en función del criterio que se considere más exigente de los siguientes:
 - i. La máxima capacidad estructural de los aparatos, en condiciones normales, se considerará una capacidad estructural de 15 t.
 - ii. La capacidad de reacción que pueda mostrar la estructura en fase de instalación del aparato. En este se debe valorar la capacidad que pueda tener la estructura para desarrollar mecanismos resistentes de reacción vertical, así como los esfuerzos que se puedan considerar en estos mecanismos, valorando, por ejemplo, que normalmente solo se podrán considerar las cargas permanentes como activas en los mecanismos de reacción. Se puede prever aumentar estas cargas forzando la puesta en carga de las estructuras, por ejemplo, cargando los forjados.
 - iii. La resistencia del mecanismo de conexión entre el aparato de recalce y la estructura. Esta limitación puede ser especialmente importante en el caso de obras de fábrica de baja calidad resistente, donde puede ser preciso algún tipo de actuación previa.

QUINTO. Verificar que la estructura es capaz de soportar el nuevo estado de esfuerzos en la que estará sometida una vez cambie su manera de transmitir los esfuerzos al terreno, después de la actuación. En el caso de que no sea así, se modificará el prediseño, considerando también los criterios de la fase 2. Sin embargo se puede valorar la realización de refuerzos estructurales para soportar los nuevos esfuerzos.

SEXTO. Determinar los esfuerzos a soportar por cada uno de los aparatos en base a la distribución finalmente adoptada, las acciones a soportar y los mecanismos de transmisión de esfuerzos considerados.

SÉPTIMO. Definir un protocolo de actuación y control a seguir en obra, así como planes de contención en función de aquellos riesgos que se consideren más probables.

INSTALACIÓN, CONTROL DE ACTUACIÓN Y PUESTA EN SERVICIO

En base al protocolo de actuación definido en la fase de diseño, se procederá a la instalación de los aparatos de recalce 2PE. El procedimiento de instalación de los aparatos de recalce 2PE se basa en un estricto control del comportamiento de la estructura en fase de instalación de los mismos, controlando tanto la fase de clavado de la tubería como la puesta en carga de los aparatos.

La monitorización de todo el proceso de instalación se consigue mediante la instalación de varios manómetros que, gracias al control continuo de las presiones hidráulicas, nos muestran el nivel de esfuerzo aplicado sobre el aparato de recalce 2PE. En la figura 12

se puede ver un indicador para el control de la presión en fase de hincado del micropilote, así como el registro de presiones realizado en obra para controlar la carga máxima a aplicar en el proceso de clavado en la figura 13. También se pueden utilizar sistemas de distribución hidráulica para la puesta en carga simultánea de varios aparatos de recalce 2PE, en la figura 14 se puede ver un distribuidor de cuatro vías con sus correspondientes indicadores de presión por el control de la puesta en carga de hasta cuatro aparatos en un mismo acto.

En el caso de que las hipótesis consideradas en fase de diseño de actuación se muestren adecuadas, los esfuerzos de clavado y puesta en carga reales llegarán a los previstos en fase de diseño. Puede darse la circunstancia de que no sea posible llegar a los esfuerzos previstos en fase de diseño; esto se puede deber por varias razones, que destacamos a continuación:

- La estructura no es capaz de soportar la reacción que transmite el aparato en fase de instalación de este, mostrando un mecanismo de ruptura local que impida llegar al nivel de esfuerzo necesario.
- La reacción que transmite el aparato en fase de instalación de este implica levantamientos no admisibles de la estructura.
- El mecanismo de conexión entre el aparato de recalce y la cimentación existente no soporta la acción de reacción en fase de instalación.
- La reacción que transmite un aparato o conjunto de aparatos en fase de puesta en carga implica levantamientos de la estructura o indicios de daño estructural.

En el caso de que se dé alguno de los escenarios descritos, se deberá verificar que el nivel de cargas considerado es el adecuado, ya que puede que estas se hayan sobreestimado y si no es así, se

deberá plantear la necesidad de redimensionar el número de aparatos a considerar o el mecanismo de conexión entre los aparatos y la estructura a recalzar. La figura 15 muestra la utilización de un nivel láser para el control de posibles movimientos de la estructura en fase de clavado y la figura 16 una fisura que apunta a un inicio de mecanismo de ruptura en la estructura a recalzar.

Es importante resaltar que los controles llevados a cabo en toda la instalación permitirán garantizar que la afectación a la estructura a reforzar se mantiene dentro de unos niveles admisibles. También se avala que cada uno de los elementos que constituyen el aparato de recalce 2PE soportan las acciones por las que han sido diseñados, con un factor de seguridad, ya que a efectos prácticos, el acto del clavado del micropilote es un ensayo de carga estático para cada uno de los aparatos, pudiendo determinar una carga de ensayo igual a la futura carga de servicio del micropilote multiplicada por un factor de seguridad.

Una vez realizada la instalación de los aparatos de recalce 2PE, para garantizar su **durabilidad** durante una vida útil de 50 a 100 años, se recomienda recubrir este con algún material que impida procesos de oxidación, por ejemplo, hormigonando un recinto que contenga el aparato, o estableciendo un protocolo de mantenimiento, el cual, mediante pinturas protectoras, asegure la integridad del aparato en el tiempo. Se destaca que si se opta por esta última opción, los aparatos de recalce 2PE pueden dejarse operativos y preparados para poder actuar en cualquier momento de su vida útil. Este aspecto puede ser de gran interés, en el caso de que se prevean variaciones en el tiempo, permitiendo posteriores levantamientos de la estructura.

Respecto a las tuberías clavadas en el terreno, a efectos de oxidación, están diseñadas con un criterio de sobredimensionado de su espesor, basado en la Norma UNE-EN 14199:2006 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Micropilotes, garantizando así que su sección, al final de su vida útil, es capaz de soportar las acciones esperadas (fig. 17).



Más de un siglo de experiencia aislando vibraciones

PRODUCTOS O SERVICIOS

- GERB Elementos de muelles para aislamiento de Edificios
- GERB Suelos flotantes
- GERB Amortiguadores de Masas Sintonizadas (TMD)
- GERB Sistemas de Aislamiento Sísmico
- GERB Elementos de muelles de acero y amortiguadores viscosos VISCO® para el aislamiento de todo tipo de maquinaria industrial

Paseo de la Castellana 121, 2.º C - 28046 (Madrid)
Tel.: 91 770 15 57 / 66
Móvil: 610 743 422 - 670 78 35 13
e-mail: tomas.lopez@gerb.com.es - javier.vazquez@gerb.com.es
www.gerb.com



Elementos de Aislamiento contra vibraciones GERB para el Hotel AC-SANTS (Barcelona).

El cas del centre cultural Caixa-Fòrum de Barcelona: la construcció d'un museu sota un edifici intocable

Robert Brufau i Niubó

Els avatars de la història s'acarnissen amb determinats edificis sense que hi hagi causes objectives apriorístiques que ho justifiquin. El complex de Can Casaramona podria ser un bon exponent d'aquesta situació ja que, al llarg dels prop de cent anys de la seva vida, ha passat per nombrosos canvis d'ús alhora que ha sofert les conseqüències degradadores que solen acompanyar aquests canvis.

L'antiga factoria de Can Casaramona s'emplaça a les faldes de la muntanya de Montjuïc (Barcelona). Fou projectada per l'arquitecte modernista Josep Puig i Cadafalch (1867-1956), començant la seva construcció l'any 1911, just després del incendi de les velles instal·lacions del Raval barcelonès. Construïda en menys d'un any, va suposar un gran impacte per a la societat catalana de l'època. A la seva finalització, va competir amb La Pedrera (Antoni Gaudí) pel Concurs anual per triar la millor obra arquitectònica de Barcelona (1912). El triomf fou per Can Casaramona (fig. 1).

Projectada com a factoria tèxtil, tancà les seves portes l'any 1919. Després d'un període de inactivitat fou utilitzada com a magatzem per a l'Exposició Internacional de Barcelona de 1929. Finalitzada la Guerra Civil espanyola, l'any 1940 passà a funcionar com a cavallerissa i més tard com a parc mòbil dels vehicles de la Policia Nacional. Fou també quarter de la Guàrdia Civil. L'any 1963 fou comprada per «La Caixa», primera entitat bancària de Catalunya, tot i que la Policia Nacional va continuar utilitzant les seves dependències fins l'any 1992. En nombroses oca-

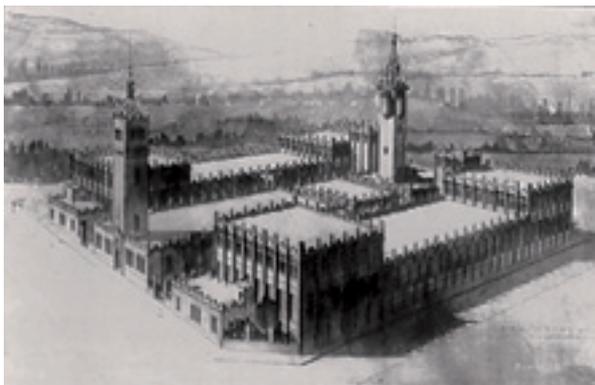


Figura 1.

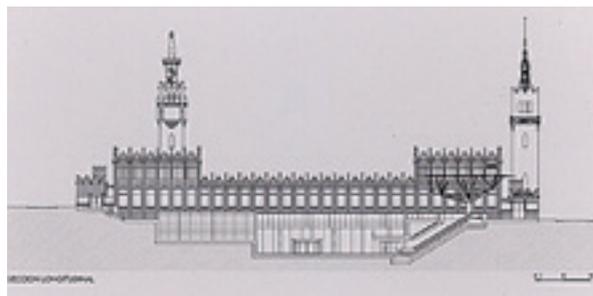


Figura 2.

sions ha planejat pels aires propers la possibilitat que Can Casaramona fos enderrocada per facilitar l'ampliació del recinte firal pròxim. Afortunadament, amb l'arribada de la democràcia a Espanya, als inicis dels anys vuitanta fou declarada Monument Històric, garantint-ne així la supervivència del conjunt. Al llarg de la dècada dels noranta, l'entitat bancària va decidir la seva reconversió com a nova seu principal de les activitats lúdiques i culturals de la Fundació Caixa-Fòrum. L'aposta que en aquesta mateixa direcció havia iniciat l'altra gran entitat bancària catalana —Caixa Catalunya— amb la reconstrucció de La Pedrera, i el gran èxit posterior d'aquesta intervenció, hi tingueren molt a veure en la decisió.

Can Casaramona va ser plantejada com un conjunt monumental format per varis edificis separats per carrers i passatges. L'any 1996 fou remodelada per ser reconvertida en Museu i centre Cultural Caixa-Fòrum per l'entitat bancària Caixa de Barcelona (Caixa-Fòrum). La reconstrucció afegia prop de 5.000 metres quadrats als més de 7.000 m² existents (~1.000 m² a la planta soterrada i ~6.000 m² a les plantes superiors), resultant un Centre Cultural de 12.000 m², capacitat per rebre més d'un milió de visitants anuals (fig. 2).

La propietat va encarregar inicialment a l'arquitecte sevillà Roberto Luna el projecte museístic, incorporant-hi, posteriorment, el prestigiós arquitecte japonès Arata Isozaki per projectar la zona d'accessos i vestíbuls. D'altra banda vam també ser incorporats als treballs l'equip d'arquitectes que pocs anys abans havíem projectat i dirigit la reconstrucció de les «Golfes» i dels terrats de la Pedrera —Francisco Asarta i Robert Brufau— perquè ens féssim càrrec

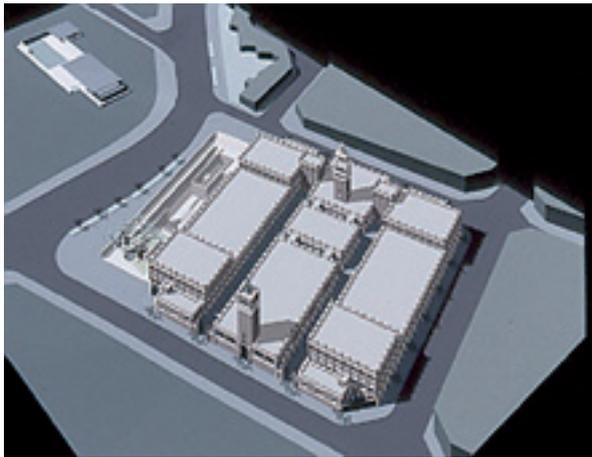


Figura 3.

dels aspectes constructius i estructurals del conjunt. Can Casaramona estava organitzat com una petita ciutat, amb dues avingudes, dos carrers transversals a aquestes i alguns carrerons, definint un total de nou edificis i dues emblemàtiques torres, una de les quals era utilitzada com a dipòsit d'aigua.

Els blocs principals s'emplaçaven a les dues façanes paral·leles a la muntanya de Montjuïc, i tenien una

altura sobre rasant d'una o dues plantes, segons les zones, mentre que dos dels tres blocs del cos central comptaven amb dues plantes, una sobre rasant i l'altra subterrània, present ja al projecte de Puig i Cadafalch. D'aquesta construcció inferior inicial (d'uns 2.000 m²) conformada per dues famílies d'arcs encreuats, se n'ha conservat aproximadament el 50% central, a l'interior del qual s'hi ha emplaçat la Biblioteca de Caixa-Fòrum, en tant que a la resta del cos central s'han enderrocat les velles estructures del soterrani per albergar, a l'espai resultant, un auditori amb capacitat per a més de dues-centes persones (fig. 3).

Tractant-se d'un edifici catalogat amb el màxim nivell de protecció, les façanes del qual eren intocables, davant de la dificultat per baixar nou metres en profunditat, es sol·licità a l'Ajuntament de la ciutat la llicència per edificar el mur-pantalla de contenció perimetral fora de la projecció estricta de la construcció superior, el que ens fou concedit, prèvia imposició d'una sèrie de condicions que, lògicament, foren respectades. La figura 4 mostra, d'una banda, la biga de coronació del mur pantalla, i, de l'altra, la penetració d'uns voladissos de formigó armat a l'interior de

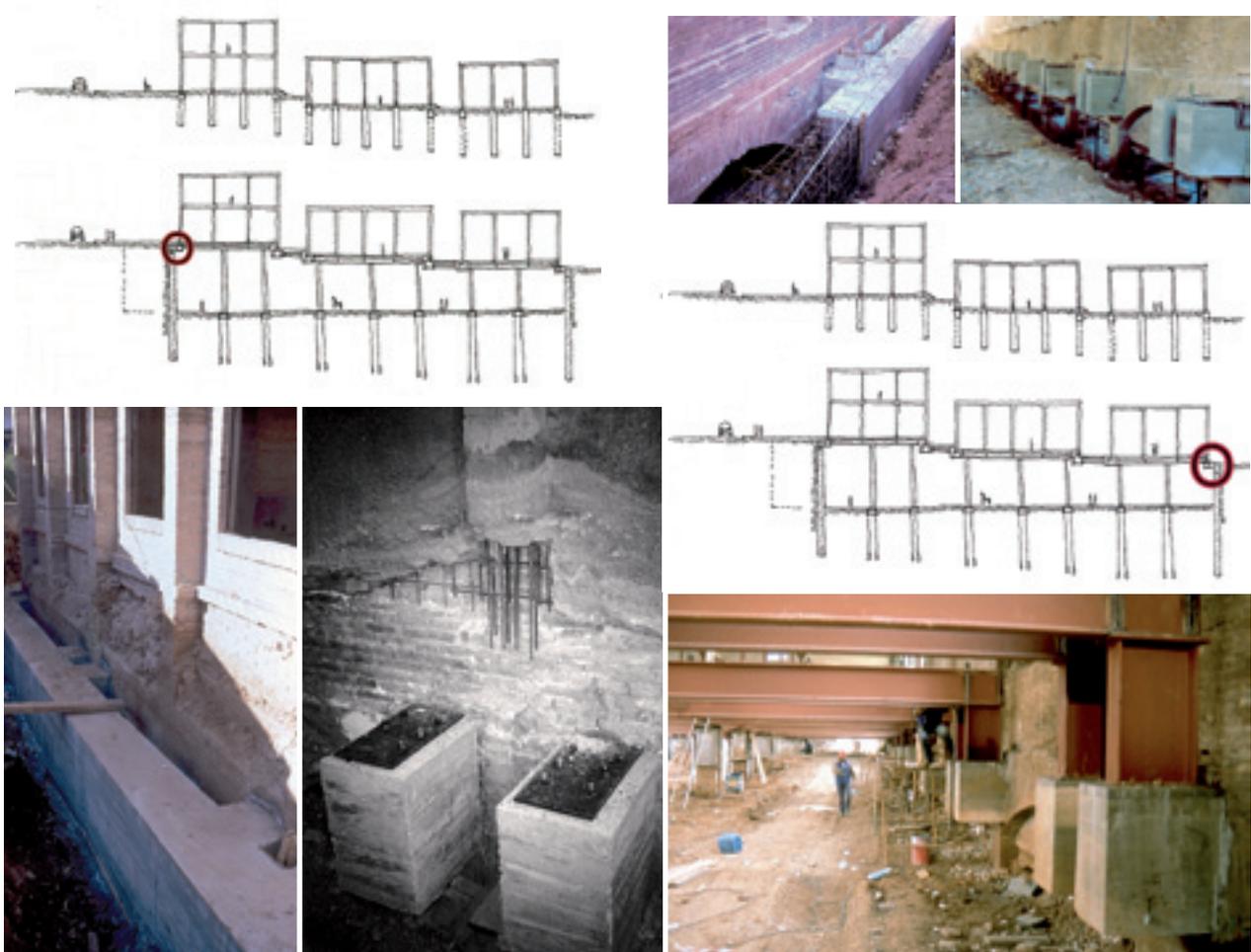


Figura 4.

l'edifici, preparats per rebre la futura estructura metàl·lica sobre la qual s'havia de recolzar tot el conjunt edificat superior.

Per millorar la qualitat de les noves plantes subterrànies, i adoptant el criteri de no coincidència en vertical dels pilars nous respecte als existents, es considerà raonable adoptar disposicions dels suports verticals amb majors llums i amb alineacions més netes i funcionals que a les intocables plantes superiors. Així, mentre la modulació estructural dels suports de les plantes de la factoria industrial oscil·laven entre 4 i 6 metres (fig. 5), per la planta museística inferior es proposaren requadres de $10 \times 10 \text{ m}^2$, tal com es pot observar a la figura 6.

Els pilars existents a les plantes sobre rasant eren tots metàl·lics, i estaven conformats per dos perfils UPN que es donaven l'esquena, estant acoblats mitjançant reblons. Suportaven bigues armades que recollien forjats amb voltes ceràmiques tabicades. Els pilars no estaven capacitats per suportar correctament el nou estat derivat de la realitat futura de les cobertes, no practicables en un inici i previstes en el nou ús museístic per poder-hi accedir per fer-hi exposicions exteriors o activitats socials. De fet, els pilars existents no eren capaços ni de poder donar garanties enfront un hipotètic pandeig d'acord amb les

darreres normatives, ni tan sols per oferir una bona resistència al foc. El seu reforç era, doncs, una necessitat per aquest triple motiu.

La intenció dels arquitectes fou que els pilars metàl·lics havien de quedar dempeus sense perdre la seva identitat, restant vives les arestes i mantenint línies verticals d'ombra. No eren acceptables camises de formigó que els ocultessin ni cap mena d'embolcall que eliminés la percepció de les seves quatre arestes verticals metàl·liques. Però calia augmentar el seu radi de gir per exigències d'estabilitat, incrementant també la seva secció per poder acceptar un increment de la sobrecàrrega d'ús de la coberta i, finalment, donar-li una major protecció enfront un hipotètic incendi. D'aquestes tres raons va sorgir la solució que es va projectar, consistent en acoblar-li al perfil inicial dues platines verticals, lleugerament refoses i separades dels perfils inicials mitjançant la disposició de quatre petits angulars LPN, un a cada cantonada, tal com es veu al dibuix de la figura 6. Es va omplir amb formigó fluid l'espai que quedava entre les platines i els pilars inicials, armant cada sinus amb $2\phi 12$ connectats a l'ànima dels vells perfils. Es va prescindir d'aquest reforç en els extrems superior i inferior, al ser menyspreables els efectes del pandeig en aquests extrems. Això ens va permetre que quedessin a la vista els cartabons reconstruïts de la

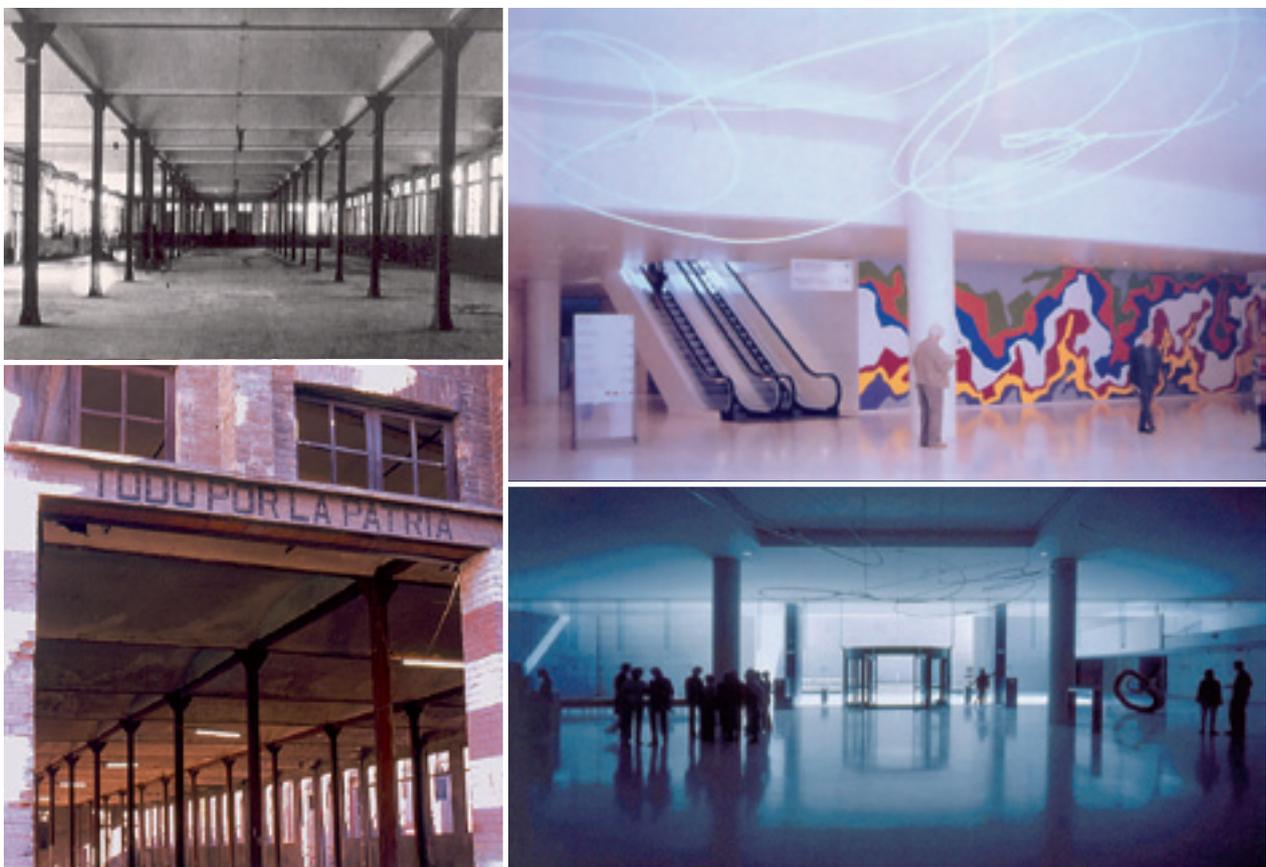


Figura 5.

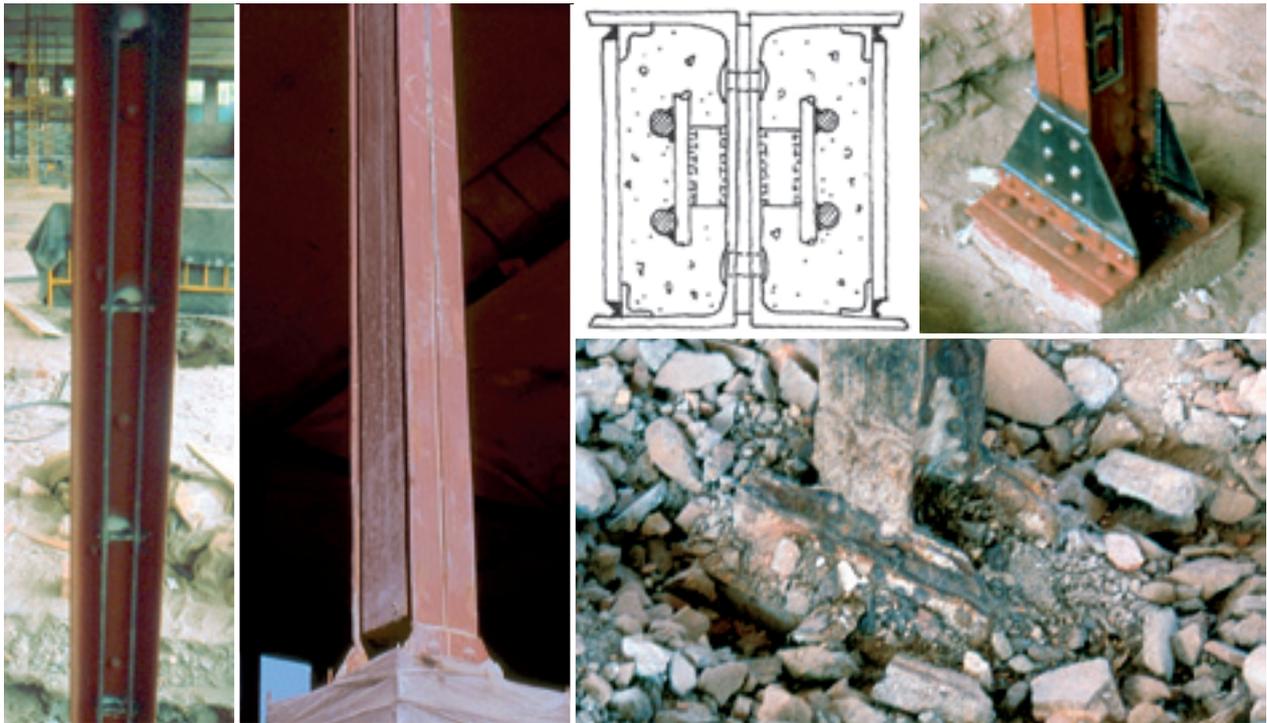


Figura 6.

seva base, en un lamentable estat de degradació quan es va iniciar la rehabilitació.

Un dels aspectes més fascinants del que vam trobar a la rehabilitació de Can Casaramona fou la gran qualitat constructiva dels vells fonaments enterrats, construïts artesanalment en trinxera, amb un fantàstic conjunt d'arcs i columnes que arribaven a una profunditat propera als cinc metres, fins arribar la seva base a un estrat de terreny suficientment resistent. Era tan bonic que sabia greu haver-ho d'enderrocar. A tal fi, es va mirar d'adaptar el projecte museístic del soterrani per deixar a la vista un tram d'aquella solució. No va ser possible i això és, certament, una llàstima. La figura 7 n'és un bon exemple.

Un aspecte molt important de la intervenció estructural i constructiva de Can Casaramona era la conveniència, o no, de fer coincidir els nous elements verticals de càrrega (pilars i murs del soterrani) en la mateixa posició que ocupaven a la planta superior intocable. Un factor decisiu per decidir-nos era que tot el perímetre arquitectònic de la façana, que coincidia amb els límits del solar, era intocable i amb una fonamentació semiprofunda que era impensable que pogués ser retirada per procedir al rebaix amb una altura d'entre 6 i 10 metres, exigida per la planta subterrània de nova excavació. La ja explicada construcció del mur pantalla perimetral per l'exterior del solar ja ens marcava el camí òptim per la nova estructura: cap element coincidiria en posició amb els elements equivalents de la planta superior. Només dotze velles pilastres de la zona en que ara s'ubica la

Biblioteca coincideixen amb l'estructura de las naus superiors, en existir una certa zona construïda des de l'inici en el vell soterrani. Tots els pilars restants del nou soterrani s'emplacen ara en posicions diferents. Així, doncs, la intervenció contemplava que, en un cert moment, existissin únicament uns 600 micropilons per transmetre la càrrega del conjunt apeuat



Figura 7.



Figura 8.

—parets de càrrega i pilars— fins el terreny. Durant uns mesos vam tenir un edifici complet suportat per 600 «agulles verticals», a l'espera que s'aixequessin els nous pilars. Quan es van construir aquests nous pilars de formigó armat del soterrani s'inutilitzaren els micropilons, que foren tallats en tota l'altura de la planta subterrània útil, però es feu de manera que quedessin parcialment en actiu, al passar a formar part de la nova fonamentació.

La no coincidència entre els suports superiors i els inferiors facilitava molt considerablement l'execució constructiva de l'estructura inferior, però, en aquest supòsit, com a analistes hauríem de ser especialment exigents en el control de les deformacions que poguessin produir-se en el moment de fer entrar en càrrega les bigues d'estintolament dels pilars superiors. Aquestes van ser calculades amb unes limitacions de deformació força prudentes. Tractant-se normalment de bigueria metàl·lica, poc afectada per deformacions diferides, es podria estimar com a raonable una limitació de la fletxa en torn a 1/1.000 de la llum. Així es va fer pel cas dels prop de 300 pilars apeuats de Caixa-Fòrum, creant una retícula de bigues mixtes acer-formigó, que s'estenia per tota l'illa, apeuant mitjançant micropilons, tant els pilars superiors com els murs portants que delimitaven cada sub-edifici (fig. 8).

La figura 9 mostra les dobles bigues d'estintolament que suporten els murs portants de les naus superiors, amb la seva càrrega «capturada» per dues bigues tangents de formigó armat, solidaritzades amb el mur mitjançant barres tipus Dywidag transversals postensades. Finalment, aquestes bigues tangents són recollides per l'estructura metàl·lica que transmetrà la seva càrrega a les línies de pilars definitives.

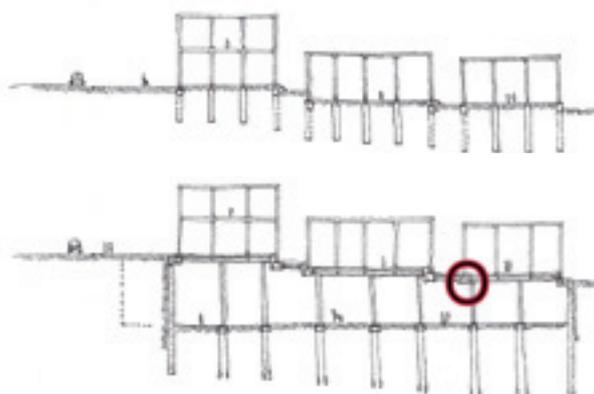


Figura 9.

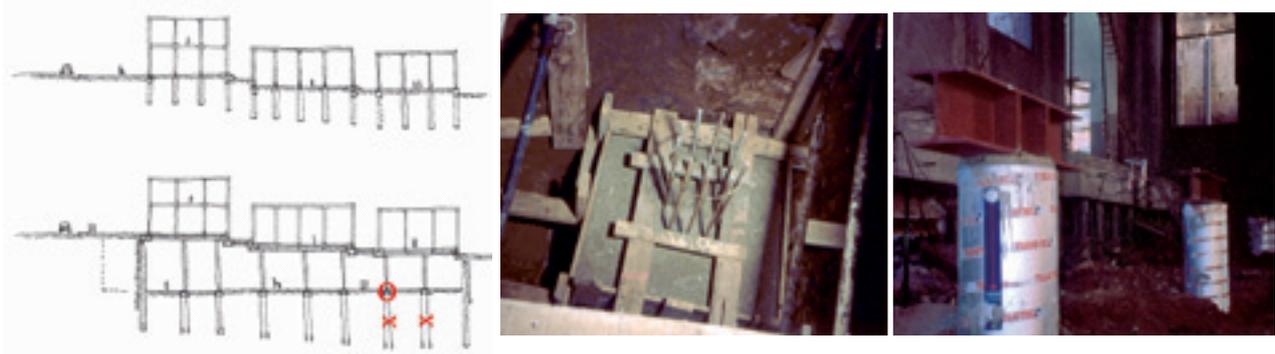


Figura 10.

A la darrera imatge de la figura 9 s'hi poden veure uns pilars de planta circulars que encara conserven l'encofrat de cartró. Corresponen a la zona de la nau més allunyada de la muntanya de Montjuïc que, a causa del desnivell del terreny té una altura d'excavació menor, cosa que va fer possible treballar d'una altra manera, excavant pous des de la cota superior, construint una sabata de fonamentació convencional i aixecant immediatament el pilar circular que serviria per suportar, mitjançant l'acoblament d'una mènsula metàl·lica horitzontal, les dues grans bigues amb secció HEB que definirien el pòrtic que creuaria tot el solar —amb prop de 80 metres de longitud— fins unir, sense junts de dilatació, els murs pantalla dels dos costats paral·lels a la muntanya de Montjuïc (fig. 10).

Les grans bigues es portaven de taller amb els connectors posats i amb les plaques preparades per fer les unions amb cargoleria a l'obra. Les grans bigues es muntaven avançant implacablement des de la façana més propera a la muntanya de Montjuïc, i ho feien recolzant-se sobre les torres de micropilons mentre recorrien les dues primeres naus i sobre els nous pilars circulars al creuar la tercera nau. En aquesta darrera nau, on els pilars nous mantenien una retícula de 5 × 10 metres, també comptaven amb l'ajut de les velles sabates-pou dels pilars antics. Aquestes sabates tenien uns cinc metres d'altura, però la seva planta era molt petita, de l'ordre de 60 × 60 centímetres (aquesta mínima secció va obligar a fer el seu reforç, aplicant-hi una camisa perimetral de formigó armat d'uns cinc centímetres de gruix,



**ENCOFRADOS
CASTELL, S.L.**

ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Camí de Can Ferran, 13-15
Pol. Ind. Coll de la Manya
08403 GRANOLLERS
Tel. 902 88 40 99 - Fax. 902 88 45 65
e-mail: encofradosc Castell@ecastell.com



Realització de tot tipus d'estructura de formigó, la nostra prioritat és la qualitat del nostre treball i l'atenció als nostres clients.

www.ecastell.com



Figura 11.

connectada i amb tècnica de gunitat). Tal com es veu a la figura 11, quan la construcció de la nova estructura aquestes velles sabates reforçades servien com a recolzament provisional de les grans bigues, durant el temps en que el pòrtic i els nous pilars de formigó no estiguessin totalment acabats i aptes per a la seva funció resistent.

A la figura 12 s'hi identifica l'avanç de les grans bigues, que es recolzen provisionalment sobre els nous pilars circulars i sobre les velles sabates-pou, fins arribar al final del seu recorregut, quan seran rebudes per dos nans verticals aixecats damunt de les mènsules que surten en voladís des del mur pantalla perimetral, com s'ha explicat a l'inici d'aquest text. Un cop el pòrtic s'hagi tancat es tallarà el recolzament sobre la vella fonamentació que serà eliminada per possibilitar majors espais lliures al soterrani. El pilar superior restarà, però, dempeus en la seva posició inicial després de l'oportú estintolament.

Així, doncs, els pòrtics d'estintolament principals es conformen amb pilars de formigó armat que reben una doble biga, conformada amb 2HEB-550 o 2HEB-450



Figura 12.

(depenent de la magnitud de la càrrega rebuda) que van de una punta a l'altra del solar, sense junts de discontinuïtat. Atès el gran desnivell del solar, les bigues van adaptant la seva horitzontalitat fent alguns salts de desnivell, coincidents normalment amb la trobada amb les línies d'estintolament de les parets de càrrega superiors. La figura 13 mostra alguns detalls de la trobada de les bigues amb els elements de formigó que les acaben rebent.

Les imatges a), b) i c) de la figura 13 corresponen a punts de trobada de les grans bigues amb les mènsules que surten en voladís des del mur pantalla. La imatge a) és pel cas en que les bigues descansen directament sobre les mènsules, la b) presenta el cas en que les bigues entreguen frontalment contra les mènsules i la c) correspon al cas que les bigues estan per damunt de les mènsules i, per tant, cal disposar-hi uns nans metàl·lics. Les imatges d), e) i f) mostren una entrega neta contra plaques metàl·liques dispostes en el lateral d'una de les jàsseres de captura de la paret, sense que es produeixi un canvi d'horitzontalitat. La imatge e) ens mostra la presència d'unes plaques molt altes, preparades per rebre les bigues dels dos costats, molt possiblement en diferents plans horitzontals. Finalment, la imatge f) mostra un important salt de nivell, amb una placa de gran altura. El fet que es vegin els caps de les barres horitzontals sortint per fora de les plaques ens indica que les grans bigues metàl·liques no existeixen a l'encreuament amb la vella fonamentació i les dues jàsseres d'acompanyament, essent substituïdes per un bon nombre de barres horitzontals que facin la mateixa funció resistent.

Els encreuaments es resolien de dues maneres diferents. Per un costat i tal com hem vist a la imatge



Figura 13.

f) de la figura 13, no fent creuar les bigues d'acer, substituint-les per importants armadures horitzontals, i, per l'altre, deixant embeguts trams de biga soldades a les platines que quedaran embegudes en els encofrats laterals de les dues jàsseres de cap-

tura. En aquest cas no es veurien els caps sortints de les armadures horitzontals. A la figura 14 s'aprecien les dues perforacions que s'han fet en el vell mur per passar-hi els trams de biga entre platines que quedarien ocults per les jàsseres de formigó.



Figura 14.

A moltes fotografies anteriors s'hi veuen traces del reforç d'una bona part de les velles parets de càrrega superiors, molt danyades per patologies diverses i amb dimensions precàries en planta. Vam decidir reforçar un bon nombre d'aquestes parets i ho vam fer amb l'aportació d'un recrescut de 6 cm de formigó armat, aplicat amb la tècnica del gunitat, prèvia col·locació dels pertinents mallats connectats. La línia més reforçada correspon a l'eix de les línies de càrrega de la coberta superior (fig. 15).

A causa de la major altura d'excavació (entre 8 i 10 metres) a les dues grans naus més properes a la muntanya de Montjuïc es va optar per fer un micropi-



Figura 15.

lotatge previ al rebaix, de tal manera que, agrupant els micropilons en paquets de quatre unitats definint un quadrat en planta, s'identifiqués la posició del nou pilar pel centre de gravetat dels grups de micropilons (normalment, dos) implicats en cadascun d'ells. Això responia a la necessitat de deixar un espai entre els dos grups, de manera que fos fàcil la construcció del nou pilar de formigó, tenint en compte que, durant el procés de rebaix del terreny, amb la intenció d'evitar el pandeig dels micropilons, aquests s'arriostraven entre ells de quatre en quatre amb perfilats metàl·lics que reduïssin la seva longitud de pandeig. Al cap dels micropilons s'hi disposava un cassolet invertit per poder rebre amb una platina horitzontal els perfils

que a manera de mènsules acabarien recollint provisionalment les dues grans bigues del pòrtic (fig. 16).

Un cop construïts tots els micropilons i amb els pòrtics perfectament anivellats i recolzats damunt les mènsules que els remataven, començarem el rebaix de les terres que calia buidar, abans de formigonar la llosa del sostre de la planta soterrada. El rebaix del terreny es feia per tongades horitzontals, de tal manera que fos fàcil fer l'arriostament horitzontal entre els micropilons. La separació entre aquests arriostament depenia d'alguns factors variables, però normalment estava entre 100 i 150 centímetres. Per poder procedir a la fixació dels perfils d'arriostament vam idear una mena de caçolets metàl·lics que es reomplien amb morters adequats de manera que quedessin fixats al micropiló. Contra les cares verticals d'aquests caçolets es feien les soldadures dels perfils horitzontals d'arriostament, com es pot veure a la figura 17.

Un cop havíem arribat a la base de l'excavació vam fer el rebaix de l'encepat de cada paquet de micropilons, amb la intenció de mantenir en actiu la seva part soterrada, treballant definitivament com un pilotatge recollit per un encep. Un cop armat i formigonat



Figura 16.

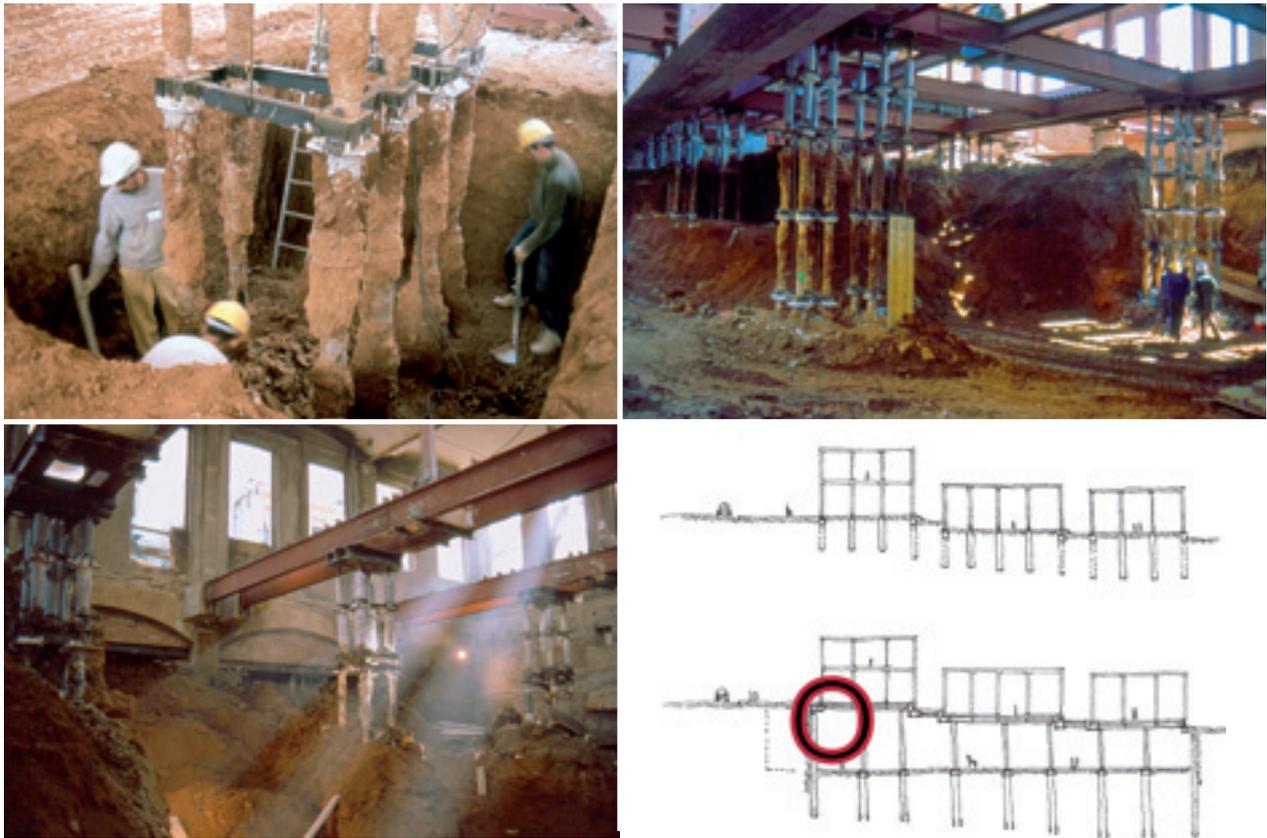


Figura 17.

aquest, i aprofitant l'espai de separació entre els grups de quatre micropilons, s'introduí l'encofrat circular dels pilars de formigó armat de 60 cm de diàmetre, i es formigonaren des de la part alta amb l'ajut d'una petita tolba lateral inclinada. Finalment el remat contra la perfil·leria superior horitzontal del pòrtic es va fer mitjançant el retacat amb morters expan-

sius, al temps que les seves armadures s'incorporaren posteriorment al gruix de la llosa (fig. 18).

Acabada la construcció dels pilars definitius de formigó armat i adquirida la seva resistència procedírem a tallar els micropilons, fent entrar en càrrega els pòrtics i els pilars. Restava només l'operació de cons-



Figura 18.



Figura 19.

truir la llosa de forjat. Conceptualment, aquesta treballa solidàriament amb l'estructura metàl·lica, en haver calculat acuradament els connectors entre acer i formigó per garantir un correcte funcionament de l'estructura mixta definitiva. L'encofrat d'aquesta llosa es va fer disposant taulons de cantell recolzats directament sobre les ales dels perfils metàl·lics, sense necessitat de bastiment (fig. 19).

Tornant ara als conceptes bàsics d'aquesta intervenció, hem de destacar com estratègia principal la utilit-

zació del recurs de capturar la càrrega de les parets mestres mitjançant la disposició de dues jàsseres tangents de formigó armat, una per cada costat, de manera que en activar-les mitjançant barres traveseres s'introduïa una força de postensat horitzontal transversal, que permetia agafar tota la càrrega transportada pels murs, amb la intenció que, finalment i en la major part dels casos, fos recollida pels pòrtics metàl·lics. Tan sols en una zona de l'auditori es va fer coincidir la línia de càrrega superior amb la inferior, i, aleshores, les dues jàsseres tangencials es van



Figura 20.

micropilotar, fent posteriorment una operació de formigonat del mur de manera descendent, segons fases d'excavació d'uns dos metres d'altura (fig. 20).

Com a criteri general, l'opció d'introduir un entramat (metàl·lic o de formigó) que reculli els pilars i els murs per a la seva base sol ser una bona solució, especialment si queda una certa distància vertical entre el paviment de planta baixa i la cota superior de les sabates i rases existents de fonamentació. Aquesta distància depèn bàsicament de l'altura de l'edifici superior que ha de ser apeuat. Sol ser suficient amb uns 50 cm si el número de plantes de l'edifici és, com a màxim, de tres. Com a referència aproximada, suposant una disposició convencional dels intereixos dels pilars a les plantes inferiors (entre quatre i set metres) seria raonable afegir 10 cm més per cada planta que excedeixi d'aquest número. Encara que no sigui una solució ideal, tenint en compte que és de suposar que les plantes superiors estaran molt alliberades de sobrecàrregues d'ús i de pesos propis d'envans i paviments, podria pensar-se en un lleuger rebaix de la cara superior de les sabates existents (que en una etapa posterior seran eliminades al deixar de complir la funció estructural per la qual foren projectades) amb la finalitat d'aconseguir una major altura disponible per col·locar la nova estructura principal inferior. És convenient que aquesta retícula d'estintolament sigui ja la definitiva, i que la seva posició en altura sigui tal que encaixi correctament

amb el futur forjat que definirà el terra de la planta baixa.

A aquesta primera decisió important n'hi afegirem una segona, no menys rellevant: els nous elements verticals de càrrega no coincidien amb els elements verticals existents a la planta baixa. Aquesta dissociació geomètrica en planta abaratia molt els costos de la intervenció, en especial pel que fa a tota la dificultat de construcció dels murs perimetrals. Des d'arquitectura es va agrair molt aquesta decisió, ja que permetia una molt major llibertat projectual, especialment pel que feia a la disposició de grans espais amb pilars molt més separats que a les plantes superiors.

FITXA TÈCNICA DE LA REHABILITACIÓ DE CAN CASARAMONA

Arquitecte del projecte museístic:	Roberto Luna
Arquitecte de les zones d'accés:	Arata Isozaki
Arquitecte de la intervenció constructiva:	Francisco Asarta
Arquitecte de la intervenció estructural:	Robert Brufau
Col·laboradors del projecte estructural:	Gemma Busquets, David Lladó, Paulino Vicente, Luis Bozzo
Gestió d'obra:	Marsal Roig
Arquitecte tècnic:	Antonio Vega
Empreses constructores:	Comsa, Closa Alegret
Promotor:	Fundació La Caixa
Any de construcció:	1999-2002

EL CASO DEL CENTRO CULTURAL CAIXA-FÒRUM DE BARCELONA: LA CONSTRUCCIÓN DE UN MUSEO BAJO UN EDIFICIO INTOCABLE

Robert Brufau i Niubó

Los avatares de la historia se ensañan con determinados edificios sin que haya causas objetivas apriorísticas que lo justifiquen. El complejo de Can Casaramona podría ser un buen exponente de esta situación, ya que a lo largo de los cerca de cien años de su vida, ha pasado por numerosos cambios de uso, al tiempo que ha sufrido las consecuencias degradadoras que suelen acompañar estos cambios.

La antigua factoría de Can Casaramona se emplaza en la ladera de la montaña de Montjuic (Barcelona). Fue proyectada por el arquitecto modernista Josep Puig i Cadafalch (1867-1956), comenzando su construcción en 1911, justo después del incendio de las viejas instalaciones del Raval barcelonés. Construida en menos de un año, supuso un gran impacto para la sociedad catalana de la época. A su finalización, compitió con La Pedrera (Gaudí) por el Concurso anual para elegir la mejor obra arquitectónica de Barcelona (1912). El triunfo fue para Can Casaramona (fig. 1).

Proyectada como factoría textil, cerró sus puertas en 1919. Tras un período de inactividad fue utilizada como almacén para la Exposición Internacional de Barcelona de 1929. Finalizada la Guerra Civil española, en 1940 pasó a funcionar como caballeriza y más tarde

como parque móvil de los vehículos de la Policía Nacional. Fue también cuartel de la Guardia Civil. En 1963 fue comprada por «La Caixa», primera entidad bancaria de Cataluña, aunque la Policía Nacional continuó utilizando sus dependencias hasta el año 1992. En numerosas ocasiones ha planeado por los aires cercanos la posibilidad de que Can Casaramona fuera derribada para facilitar la ampliación del recinto ferial cercano. Afortunadamente, con la llegada de la democracia en España, en los inicios de los años ochenta fue declarada Monumento Histórico, garantizando así la supervivencia del conjunto. A lo largo de la década de los noventa, la entidad bancaria decidió su reconversión como nueva sede principal de las actividades lúdicas y culturales de la Fundación Caixa-Fòrum. La apuesta que en esta misma dirección había iniciado la otra gran entidad bancaria catalana —Caixa Catalunya— con la reconstrucción de La Pedrera, y el gran éxito posterior de esta intervención, tuvieron mucho que ver en la decisión.

Can Casaramona fue planteada como un conjunto monumental formado por varios edificios separados por calles y pasajes. En 1996 fue remodelada para ser reconvertida en Museo y Centro Cultural Caixa-Fòrum para la entidad bancaria Caixa de Barcelona (Caixa-Fòrum). La reconstrucción añadía cerca de 5.000 metros cuadrados a más de 7.000 m² existentes (~1.000 m² en la planta sótano y ~6.000 m² en las plantas superiores), resultando un Centro Cultural de 12.000 m², capacidad para recibir más de un millón de visitantes anuales (fig. 2).

La propiedad encargó inicialmente al arquitecto sevillano Roberto Luna el proyecto museístico, incorporando posteriormente el prestigioso arquitecto japonés Arata Isozaki para proyectar la zona de

accesos y vestíbulos. Por otra parte, fuimos también incorporados a los trabajos el equipo de arquitectos que pocos años antes habíamos proyectado y dirigido la reconstrucción de las «bohardillas» y los tejados de la Pedrera —Francisco Asarta y Robert Brufau— para que nos hiciéramos cargo de los aspectos constructivos y estructurales del conjunto. Can Casaramona estaba organizado como una pequeña ciudad, con dos avenidas, dos calles transversales a estas y algunos callejones, definiendo un total de nueve edificios y dos emblemáticas torres, una de las cuales era utilizada como depósito de agua.

Los bloques principales emplazaban a las dos fachadas paralelas a la montaña de Montjuïc, y tenían una altura sobre rasante de una o dos plantas, según las zonas, mientras que dos de los tres bloques del cuerpo central contaban con dos plantas, una sobre rasante y otra subterránea, presente ya en el proyecto de Puig i Cadafalch. De esta construcción inferior inicial (de unos 2.000 m²) conformada por dos familias de arcos cruzados se ha conservado aproximadamente el 50 % central, en el interior del cual se ha emplazado la Biblioteca de Caixa-Fòrum, en tanto que en el resto del cuerpo central se han derribado las viejas estructuras del sótano para albergar, en el espacio resultante, un auditorio con capacidad para más de doscientas personas (fig. 3).

Tratándose de un edificio catalogado con el máximo nivel de protección, las fachadas del cual eran intocables, ante la dificultad para descender nueve metros en profundidad, se solicitó al Ayuntamiento de la ciudad la licencia para edificar el muro-pantalla de contención perimetral fuera de la proyección estricta de la construcción superior, lo que nos fue concedido, previa imposición de una serie de condiciones que, lógicamente, fueron respetadas. La figura 4 muestra, por un lado, la viga de coronación del muro pantalla, y, por otra, la penetración de unos voladizos de hormigón armado en el interior del edificio, listos para recibir la futura estructura metálica sobre la que se debía apoyar todo el conjunto edificado superior.

Para mejorar la calidad de las nuevas plantas subterráneas, y adoptando el criterio de no coincidencia en vertical de los pilares nuevos con respecto a los existentes, se consideró razonable adoptar disposiciones de los soportes verticales con mayores luces y con alineaciones más limpias y funcionales que las intocables plantas superiores. Así, mientras la modulación estructural de los soportes de las plantas de la factoría industrial oscilaba entre 4 y 6 metros (fig. 5), para la planta museística inferior se propusieron recuadros de 10 × 10 m², tal como se puede observar en la figura 6.

Los pilares existentes en las plantas sobre rasante eran todos metálicos, y estaban conformados con dos perfiles UPN que se daban la espalda, estando acoplados mediante remaches. Soportaban vigas armadas que recogían forjados con bóvedas cerámicas tabicadas. Los pilares no estaban capacitados para soportar correctamente el nuevo estado derivado de la realidad futura de las cubiertas, no practicables en un inicio y previstas en el nuevo uso museístico para poder acceder para hacer exposiciones exteriores o actividades sociales. De hecho, los pilares existentes no eran capaces ni de poder dar garantías frente un hipotético pandeo de acuerdo con las últimas normativas, ni siquiera para ofrecer una buena resistencia al fuego. Su refuerzo era, pues, una necesidad para este triple motivo.

La intención de los arquitectos fue que los pilares metálicos debían quedar de pie sin perder su identidad, quedando vivas las aristas y manteniendo líneas verticales de sombra. No eran aceptables camisas de hormigón que los ocultaran ni ningún tipo de envoltura que eliminara la percepción de sus cuatro aristas verticales metálicas. Pero debía aumentar su radio de giro por exigencias de estabilidad, incrementando también su sección para poder aceptar un incremento de la sobrecarga de uso de la cubierta y, finalmente, darle una mayor protección frente un hipotético incendio. De estas tres razones surgió la solución que se proyectó, consistente en acoplarle al perfil inicial dos pletinas verticales, ligeramente refundidas y separadas de los perfiles iniciales mediante la disposición

de cuatro pequeños angulares LPN, uno en cada esquina, tal como se ve en el dibujo de la figura 6. Se llenó con hormigón fluido el espacio que quedaba entre las pletinas y los pilares iniciales, armando cada seno con 2φ12 conectados al alma de los viejos perfiles. Se prescindió de este refuerzo en los extremos superior e inferior, al ser despreciables los efectos del pandeo en estos extremos. Esto nos permitió que quedaran a la vista los cartabones reconstruidos de su base, en un lamentable estado de degradación cuando se inició la rehabilitación.

Uno de los aspectos más fascinantes de lo que encontramos en la rehabilitación de Can Casaramona fue la gran calidad constructiva de los viejos cimientos enterrados, construidos artesanalmente en trinchera, con un fantástico conjunto de arcos y columnas que llegaban a una profundidad cercana a los cinco metros, hasta llegar su base a un estrato de terreno suficientemente resistente. Era tan bonito que dolía tener que derribarlo. A tal fin se trató de adaptar el proyecto museístico del sótano para dejar a la vista un tramo de aquella solución. No fue posible y eso es, ciertamente, una lástima. La figura 7 es un buen ejemplo.

Un aspecto muy importante de la intervención estructural y constructiva de Can Casaramona era la conveniencia, o no, de hacer coincidir los nuevos elementos verticales de carga (pilares y muros del sótano) en la misma posición que ocupaban en la planta superior intocable. Un factor decisivo para decidirnos era que todo el perímetro arquitectónico de la fachada, que coincidía con los límites del solar, era intocable y con una fundamentación semiprofunda que era impensable que pudiera ser retirada para proceder al rebaje con una altura entre 6 y 10 metros exigido por la planta subterránea de nueva excavación. La ya explicada construcción del muro pantalla perimetral por el exterior del solar ya nos marcaba el camino óptimo para la nueva estructura: ningún elemento coincidiría en posición con los elementos equivalentes de la planta superior. Solo doce viejas pilastras de la zona en que ahora se ubica la Biblioteca coinciden con la estructura de las naves superiores, al existir una cierta zona construida desde el inicio en el viejo sótano. Todos los pilares restantes del nuevo sótano se emplazan ahora en posiciones diferentes. Así pues, la intervención contemplaba que, en un cierto momento, existieran únicamente unos 600 micropilotes para transmitir la carga del conjunto apeado-paredes de carga y pilares-hasta el terreno. Durante unos meses tuvimos un edificio completo soportado por 600 «agujas verticales», a la espera de que se levantaran los nuevos pilares. Cuando se construyeron estos nuevos pilares de hormigón armado del sótano inutilizaron los micropilotes, que fueron cortados en toda la altura de la planta subterránea útil, pero se hacía de manera que quedarán parcialmente en activo al pasar a formar parte de la nueva cimentación.

La no coincidencia entre los apoyos superiores y los inferiores facilitaba considerablemente la ejecución constructiva de la estructura inferior, pero, en este supuesto, como analistas deberíamos ser especialmente exigentes en el control de las deformaciones que pudieran producirse en el momento de hacer entrar en carga las vigas de apeamiento de los pilares superiores. Estas fueron calculadas con unas limitaciones de deformación bastante prudentes. Tratándose normalmente de vigería metálica, poco afectada por deformaciones diferidas, se podría estimar como razonable una limitación de la flecha en torno a 1/1.000 de la luz. Así se hizo en el caso de los cerca de 300 pilares apeados de Caixa-Fòrum, creando una retícula de vigas mixtas acero-hormigón, que se extendía por toda la isla, apeando mediante micropilotes tanto los pilares superiores como los muros portantes que delimitaban cada sub-edificio (fig. 8).

La figura 9 muestra las dobles vigas de apeamiento que soportan los muros portantes de las naves superiores, con su carga «capturada» por dos vigas tangentes de hormigón armado, solidarizadas con el muro mediante barras tipo Dywidag transversales postensadas. Finalmente, estas vigas tangentes son recogidas por la estructura metálica que transmitirá su carga a las líneas de pilares definitivas.

En la última imagen de la figura 9 se pueden ver unos pilares de planta circulares que aún conservan el encofrado de cartón. Corresponden a la zona de la nave más alejada de la montaña de Montjuïc que, debido al desnivel del terreno, tiene una altura de excavación menor, lo que hizo posible trabajar de otra manera, excavando pozos desde la cota superior, construyendo una zapata de cimentación convencional y levantando inmediatamente el pilar circular que serviría para soportar, mediante el acoplamiento de una ménsula metálica horizontal, las dos grandes vigas con sección HEB que definirían el pórtico que cruzaría todo el solar —con cerca de 80 metros de longitud— hasta unir, sin juntas de dilatación, los muros pantalla de los dos lados paralelos a la montaña de Montjuïc (fig. 10).

Las grandes vigas se traían de taller con los conectores puestos y con las placas preparadas para hacer las uniones con tornillería en la obra. Las grandes vigas se montaban avanzando implacablemente desde la fachada más próxima a la montaña de Montjuïc, y lo hacían apoyándose sobre las torres de micropilotes mientras recorrían las dos primeras naves y sobre los nuevos pilares circulares al cruzar la tercera nave. En esta última nave, donde los pilares nuevos mantenían una retícula de 5×10 metros, también contaban con la ayuda de las viejas zapatas-pozo de los pilares antiguos. Estas zapatas tenían unos cinco metros de altura, pero su planta era muy pequeña, del orden de 60×60 centímetros (esta mínima sección obligó a hacer su refuerzo, aplicando una camisa perimetral de hormigón armado de unos cinco centímetros de espesor, conectada y con técnica de gunitado). Tal como se ve en la figura 11, cuando la construcción de la nueva estructura esas viejas zapatas reforzadas servían como apoyo provisional de las grandes vigas, durante el tiempo en que el pórtico y los nuevos pilares de hormigón no estuvieran totalmente acabados y aptos para su función resistente.

En la figura 12 se identifica el avance de las grandes vigas, que se apoyan provisionalmente sobre los nuevos pilares circulares y so-

bre las viejas zapatas-pozo, hasta llegar al final de su recorrido, cuando serán recibidas por dos enanos verticales levantados encima de las ménsulas que salen en voladizo desde el muro pantalla perimetral, como se ha explicado en el inicio de este texto. Una vez el pórtico se haya cerrado se cortará el apoyo sobre la vieja cimentación que será eliminada para posibilitar mayores espacios libres en el sótano. El pilar superior quedará, sin embargo, de pie en su posición inicial tras el oportuno apeamiento.

Así, pues, los pórticos de apeamiento principales se conforman con pilares de hormigón armado que reciben una doble viga, conformada con 2HEB-550 o 2HEB-450 (dependiendo de la magnitud de la carga recibida) que van de una punta a la otra del solar, sin juntas de discontinuidad. Dado el gran desnivel del solar, las vigas van adaptando su horizontalidad haciendo algunos saltos de desnivel, coincidentes normalmente con el encuentro con las líneas de apeamiento de las paredes de carga superiores. La figura 13 muestra algunos detalles del encuentro de las vigas con los elementos de hormigón que las acaban recibiendo.

Las imágenes a), b) y c) de la figura 13 corresponden a puntos de encuentro de las grandes vigas con las ménsulas que salen en voladizo desde el muro pantalla. La imagen a) es el caso en que las vigas descansan directamente sobre las ménsulas, la b) presenta el caso en que las vigas entregan frontalmente contra las ménsulas y la c) corresponde al caso de que las vigas están por encima de las ménsulas y, por tanto, hay que disponer allí unos enanos metálicos. Las imágenes d), e) y f) muestran una entrega limpia contra placas metálicas dispuestas en el lateral de una de las jácenas de captura de la pared, sin que se produzca un cambio de horizontalidad. La imagen e) nos muestra la presencia de unas placas muy altas, preparadas para recibir las vigas de los dos lados, muy posiblemente en diferentes planos horizontales. Finalmente, la imagen f) muestra un importante salto de nivel, con una placa de gran altura. El hecho de que se vean las cabezas de las barras horizontales saliendo por fuera de las placas nos indica que las



GEAS INTEGRAL

Rda. Santa Eulàlia, 18
08780 Pallejà
Barcelona (ESPAÑA)
Tel.: (+34) 936 633 051
Mov.: (+34) 637 413 111 / 637 413 112

GEAS MEDITERRANÉE

Place Roudani - Rue Liban, 1
Rd. Lina 9^e étage, n° 76
90000 Tánger (MARRUECOS)
Tel.: (+212) 539 941 775
Mov.: (+34) 637 413 111 / 637 413 112

geas@geas.es - www.geas.es

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS CON “SEGELL DE QUALITAT GEOTÉCNICA”
SONDEOS CON EXTRACCIÓN DE TESTIGO CONTINUO
ESTUDIOS DE CONTAMINACIÓN DEL SUBSUELO
PIEZÓMETROS, AUSCULTACIÓN, TOPOGRAFÍA, ETC.



grandes vigas metálicas no existen en el cruce con la vieja cimentación y las dos jácenas de acompañamiento, siendo sustituidas por un buen número de barras horizontales que hagan la misma función resistente.

Los cruces se resolvían de dos maneras diferentes. Por un lado y tal como hemos visto en la imagen de la figura 13, no haciendo cruzar las vigas de acero, sustituyéndolas por importantes armaduras horizontales, y, por el otro, dejando embebidos tramos de viga soldadas a las platinas que quedarán embebidas en los encofrados laterales de las dos jácenas de captura. En este caso no se verían las cabezas salientes de las armaduras horizontales. En la figura 14 se aprecian las dos perforaciones que se han hecho en el viejo muro para pasar los tramos de viga entre pletinas que quedarían ocultos por las jácenas de hormigón.

En muchas fotografías anteriores se ven rastros del refuerzo de una buena parte de las viejas paredes de carga superiores, muy dañadas por patologías diversas y con dimensiones precarias en planta. Decidimos reforzar un buen número de estas paredes y lo hicimos con la aportación de un recrido de 6 cm de hormigón armado, aplicado con la técnica del gunitado, previa colocación de los pertinentes mallazos conectados. La línea más reforzada corresponde al eje de las líneas de carga de la cubierta superior (fig. 15).

Debido a la mayor altura de excavación (entre 8 y 10 metros) a las dos grandes naves más cercanas a la montaña de Montjuïc se optó por hacer un micropiloteaje previo al rebaje, de tal manera que, agrupando los micropilotes en paquetes de cuatro unidades definiendo un cuadrado en planta, se identificara la posición del nuevo pilar por el centro de gravedad de los grupos de micropilotes (normalmente, dos) implicados en cada uno de ellos. Esto respondía a la necesidad de dejar un espacio entre los dos grupos, de manera que fuera fácil la construcción del nuevo pilar de hormigón, teniendo en cuenta que, durante el proceso de rebaje del terreno, con la intención de evitar el pandeo de los micropilotes, estos se arriostraban entre ellos de cuatro en cuatro con perfiles metálicos que redujeran su longitud de pandeo. Al cabo de los micropilotes se disponía una cazoleta invertida para poder recibir con una pletina horizontal los perfiles que, a modo de ménsulas, acabarían recogiendo provisionalmente las dos grandes vigas del pórtico (fig. 16).

Una vez construidos todos los micropilotes y con los pórticos perfectamente nivelados y apoyados sobre las ménsulas que los remataban, empezaremos el rebaje de las tierras que había que vaciar, antes de hormigonar la losa del techo de la planta sótano. El rebaje del terreno se hacía por series horizontales, de tal manera que fuera fácil hacer el arriostramiento horizontal entre los micropilotes. La separación entre estos arriostramiento dependía de algunos factores variables, pero normalmente estaba entre 100 y 150 centímetros. Para poder proceder a la fijación de los perfiles de arriostramiento pudimos idear una especie de cazoleta metálica que se rellenaban con morteros adecuados de manera que quedaran fijadas al micropilote. Contra las caras verticales de esta cazoleta se hacían las soldaduras de los perfiles horizontales de arriostramiento, como se puede ver en la figura 17.

Una vez habíamos llegado a la base de la excavación hicimos el rebaje del encepado de cada paquete de micropilotes, con la intención de mantener en activo su parte enterrada, trabajando definitivamente como un pilotaje recogido por un encepado. Una vez armado y hormigonado este, y aprovechando el espacio de separación entre los grupos de cuatro micropilotes, se introdujo el encofrado circular de los pilares de hormigón armado de 60 cm de diámetro, y se hormigonó desde la parte alta con la ayuda de una pequeña tolba lateral inclinada. Finalmente el remate contra la perfilera superior horizontal del pórtico se hizo mediante el retacado con morteros expansivos, al tiempo que sus armaduras se incorporaron posteriormente al grueso de la losa (fig. 18).

Terminada la construcción de los pilares definitivos de hormigón armado y adquirida su resistencia procederemos a cortar los mi-

cropilotes, haciendo entrar en carga los pórticos y los pilares. Quería solo la operación de construir la losa de forjado. Conceptualmente esta trabaja solidariamente con la estructura metálica, al haber calculado cuidadosamente los conectores entre acero y hormigón para garantizar un correcto funcionamiento de la estructura mixta definitiva. El encofrado de esta losa se hizo disponiendo tabloneros de canto apoyados directamente sobre las alas de los perfiles metálicos, sin necesidad de andamiaje (fig. 19).

Volviendo ahora a los conceptos básicos de esta intervención, debemos destacar como estrategia principal la utilización del recurso de capturar la carga de las paredes maestras mediante la disposición de dos jácenas tangentes de hormigón armado, una por cada lado, de modo que al activarlas mediante barras traveseras introducía una fuerza de postensado horizontal transversal que permitía coherer toda la carga transportada por los muros, con la intención de que, finalmente y en la mayor parte de los casos, fuera recogida por los pórticos metálicos. Tan solo en una zona del auditorio se hizo coincidir la línea de carga superior con la inferior, y, entonces, las dos jácenas tangenciales se micropilotaron, haciendo posteriormente una operación de hormigonado del muro de manera descendente, según fases de excavación de unos dos metros de altura (fig. 20).

Como criterio general, la opción de introducir un entramado (metálico o de hormigón) que recoja los pilares y los muros por su base suele ser una buena solución, especialmente si queda una cierta distancia vertical entre el pavimento de planta baja y la cota superior de las zapatas y zanjas existentes de cimentación. Esta distancia depende básicamente de la altura del edificio superior que debe ser apeo. Suele ser suficiente con unos 50 cm si el número de plantas del edificio es, como máximo, de tres. Como referencia aproximada, suponiendo una disposición convencional de los interejos de los pilares en las plantas inferiores (entre 4 y 7 metros) sería razonable añadir 10 cm más por cada planta que exceda de este número. Aunque no sea una solución ideal, teniendo en cuenta que es de suponer que las plantas superiores estarán muy liberadas de sobrecargas de uso y de pesos propios de tabiques y pavimentos, podría pensarse en un ligero rebaje de la cara superior de las zapatas existentes (que en una etapa posterior serán eliminadas al dejar de cumplir la función estructural para la que fueron proyectadas) con el fin de conseguir una mayor altura disponible para colocar la nueva estructura principal inferior. Es conveniente que esta retícula de apeamiento sea ya la definitiva, y que su posición en altura sea tal que encaje correctamente con el futuro forjado que definirá el suelo de la planta baja.

A esta primera decisión importante añadiremos una segunda no menos relevante: los nuevos elementos verticales de carga no coincidirían con los elementos verticales existentes en la planta baja. Esta disociación geométrica en planta abarataría mucho los costes de la intervención, en especial en cuanto a toda la dificultad de construcción de los muros perimetrales. Desde arquitectura se agradeció mucho esta decisión, ya que permitía una mucho mayor libertad proyectual, especialmente en cuanto a la disposición de grandes espacios con pilares mucho más separados que en las plantas superiores.

FICHA TÉCNICA DE LA REHABILITACIÓN DE CAN CASARAMONA

Arquitecto del proyecto museístico:	Roberto Luna
Arquitecto de las zonas de acceso:	Arata Isozaki
Arquitecto de la intervención constructiva:	Francisco Asarta
Arquitecto de la intervención estructural:	Robert Brufau
Colaboradores del proyecto estructural:	Gemma Busquets, David Lladó, Paulino Vicente, Luis Bozzo
Gestión de obra:	Marsal Roig
Arquitecto técnico:	Antonio Vega
Empresas constructoras:	Comsa, Closa Alegret
Promotor:	Fundació La Caixa
Año de construcción:	1999-2002

Ejecución de sótano en vivienda existente. Recalce de cimentación corrida mediante micropilotes

Marta Solé Arbués, David Garcia i Carrera i Marta Farrús i Cassany

El siguiente artículo resume el caso práctico presentado por Marta Solé Arbués, arquitecta y responsable de proyectos de la empresa *BIS Arquitectes* en la jornada «Reparació i reforç de fonamentacions en rehabilitació d'edificis. Noves tècniques i casos pràctics» impartida el 7 de febrero de 2012.

La exposición se dividió en cuatro partes:

- Descripción del encargo.
- Descripción de la intervención.
- Análisis de las opciones.
- Fases de ejecución de la obra.

El análisis y cálculo del proyecto se desarrolla de forma exhaustiva en el módulo 2 del «Máster en rehabilitación y patología de estructuras. Basado en intervenciones reales» desarrollado por IEE y Zigurat.

DESCRIPCIÓN DEL ENCARGO

A partir de un encargo privado, realizado en diciembre de 2011, Consultors BIS Arquitectes, empresa de arquitectura especializada en el cálculo estructural y la rehabilitación de edificios, y miembro de la Asociación de Consultores de Estructuras, realizó un estudio para la ejecución de un sótano bajo una vivienda unifamiliar situada en la zona alta de Barcelona.

El principal objetivo era la realización de un proyecto ejecutivo de estructuras, en el que se recogieran las distintas fases de obra para la ejecución de un sótano bajo la vivienda existente.

La vivienda objeto de estudio había sido anteriormente un edificio de oficinas y se redactó un proyecto de reforma para convertirlo en una vivienda. El estudio llegó a *BIS Arquitectes* debido a que, en plena fase de reforma y, en el momento de planificar la ejecución del sótano, la constructora se negó a ejecutarlo según indicaba el proyecto original por un tema de seguridad de sus operarios. La constructora redactó una contrapropuesta para ejecutarlo de una forma alternativa.

El primer encargo consistía en realizar un informe con el análisis y valoración de ambas propuestas (la del



Figura 1.

proyecto original y la de la constructora) y que, a su vez, se estudiara el caso por si se podía añadir alguna propuesta en el informe.

Tanto para el análisis y valoración de las propuestas, como para el estudio de nuevas propuestas, se tuvieron en cuenta diversos parámetros que se enumeran a continuación:

- **Seguridad de los trabajadores**, puesto que es la razón por la cual nos llega el proyecto.
- **Seguridad de la vivienda**, pues se trata de un edificio en pleno estado de reforma, con estancias muy avanzadas (pavimentos y acabados de paredes colocados) por lo que cualquier movimiento durante la ejecución del sótano podría suponer fisuras o desperfectos en estos elementos.
- **Costes de la ejecución y control de imprevistos.**
- **Adecuación al proyecto arquitectónico**, respetando los límites, superficies y distribución del mismo.
- **Duración de la ejecución** (estrechamente ligado al control de imprevistos).

Por otro lado, también era importante considerar que, al tratarse de una obra de rehabilitación, no se disponía de todo el espacio que se puede disponer en una obra nueva. Por tanto, era importante considerar:

- El **espacio reducido** en el interior del edificio.
- **Zonas de paso estrechas** en el exterior de la parcela.

Aún así, se tuvo la suerte que la parcela vecina se encontraba vacía y, por tanto, se podía utilizar como acceso para la obra. Esta parcela, a su vez, se encuentra deprimida del orden de 3,5 m respecto a la del proyecto, por lo que permitía un acceso lateral hacia el nuevo sótano.

Respecto al origen de la intervención, la obra de recalce se produjo por una reforma en el edificio y, por tanto, no se llevó a cabo por ningún fallo estructural de la cimentación, ni por cambios de las características tensodeformacionales del terreno. Simplemente, se trataba de una obra de reforma en la que, por exigencias de proyecto arquitectónico, se requería la ejecución de un sótano nuevo para ubicar la sala de calderas e instalaciones.

DESCRIPCIÓN DE LA INTERVENCIÓN

En la figura 2 se muestra que el sótano a ejecutar no ocupa toda la dimensión del edificio ni en planta ni en sección. Como ya se ha comentado, la dimensión en planta era aproximadamente de 25 m² y la altura libre de la planta baja era del orden de 2,75 m.



Figura 2.

ANÁLISIS DE LAS OPCIONES

El informe de la primera parte del encargo incluía cinco propuestas distintas que se enumeran a continuación:

1. Ejecución de recalce del muro mediante pozos de 1,20 × 1,20 × 3,80 m desde el interior de la vivienda (propuesta realizada por el arquitecto del proyecto original) (fig. 3).

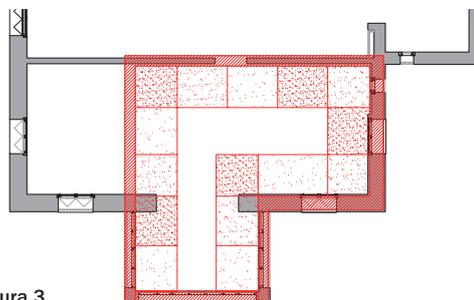


Figura 3.

2. Ejecución de recalce del muro por damas previo vaciado del sótano desde la parcela vecina (propuesta realizada por la constructora) (fig. 4).

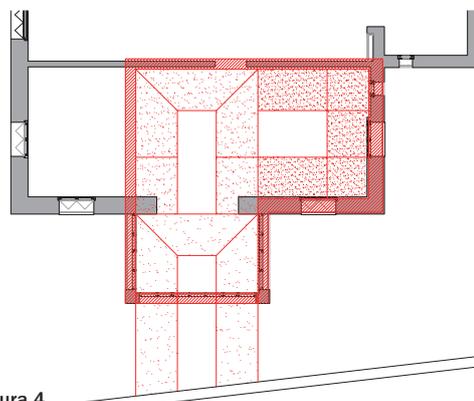


Figura 4.

3. Ejecución de cortina de micropilotes a flexión (propuesta realizada por BIS Arquitectes) (fig. 5).

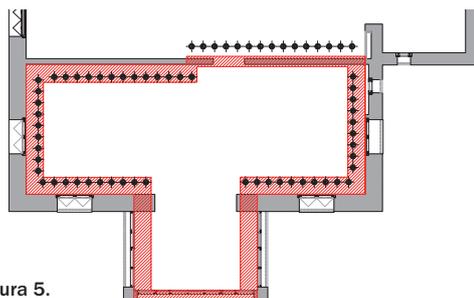


Figura 5.

4. Ejecución de doble cortina de micropilotes a compresión y recalce del muro (propuesta realizada por BIS Arquitectes) (fig. 6).

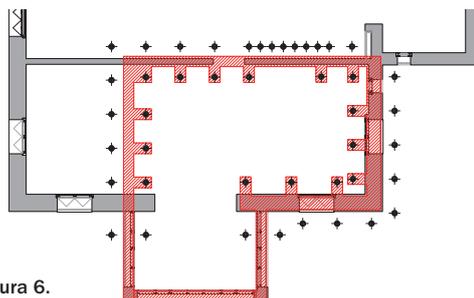


Figura 6.

5. Ejecución de doble cortina de micropilotes a flexo-compresión con recalce del muro (propuesta realizada por BIS Arquitectes) (fig. 7).

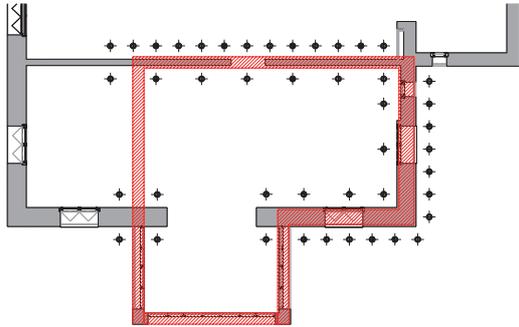


Figura 7.

Teniendo en cuenta todos los parámetros que eran importantes tanto para la seguridad estructural, como para la propiedad, se confeccionó una tabla de valores, dando distintos pesos a cada uno de estos parámetros, analizando y evaluando cada una de las opciones (tabla 1).

A modo de resumen, la primera opción se descartó por un tema de seguridad de los operadores y la segunda por un tema de seguridad estructural.

Respecto a las opciones propuestas por BIS Arquitectes, las opciones 3.^a y 4.^a se descartaron básicamente por no respetar la distribución arquitectónica de proyecto. Y finalmente se acabó tomando como propuesta definitiva la última.

	Seguridad de los trabajadores (0-25)	Seguridad del edificio (0-25)	Economía de costes* (0-15)	Velocidad de ejecución (0-10)	Arquitectura (0-10)	Control de imprevistos (0-15)	TOTAL (sobre 100)
Propuesta 1	Inadmisible	15	0	0	10	5	Inadmisible
Propuesta 2	10	10	15	10	10	5	60
Propuesta 3	20	25	0	5	5	15	70
Propuesta 4	25	20	5	5	5	15	75
Propuesta 5	25	25	5	5	10	15	85

Tabla 1.

FASES DE EJECUCIÓN DE LA OBRA

En esta última parte se describieron brevemente las distintas fases de ejecución que se llevaron a cabo durante la obra.

FASE 1. Ejecución de micropilotes

En primer lugar se ejecutan los distintos micropilotes según plano de replanteo (fig. 8).

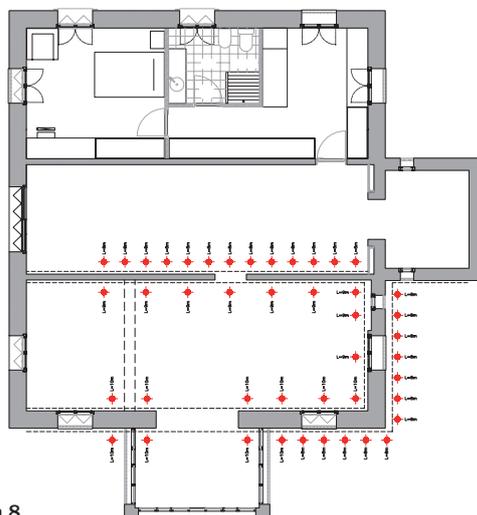


Figura 8.

FASE 2. Ejecución de rasas y retacado de mortero

En esta fase, se ejecutan dos rasas a lado y lado de la cimentación con dos objetivos: el primero, retacar la superficie lateral de la cimentación para proporcionar una base homogénea de apoyo a los dos perfiles UPN y, el segundo, preparar el espacio de trabajo para llevar a cabo todas las operaciones de unión entre las UPN y los micropilotes (figs. 9 y 10).

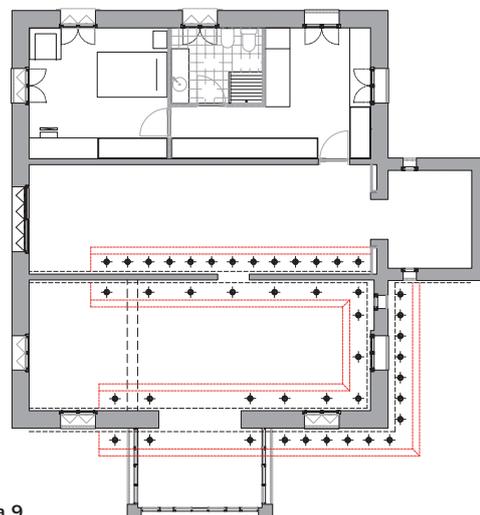


Figura 9.

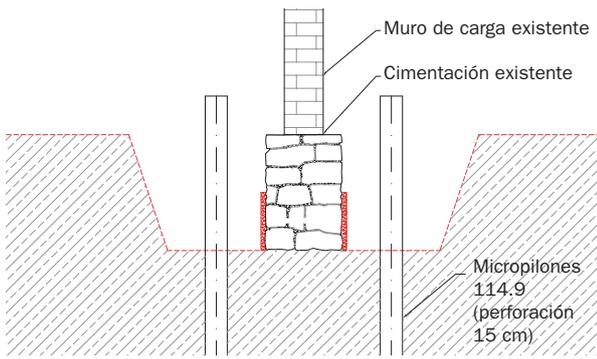


Figura 10.

FASE 3. Colocación de UPN perimetral y barras postesadas

A continuación, se procede a colocar los perfiles UPN a lado y lado de la cimentación, unidos mediante los tirantes con barras postesadas.

El detalle de la barra postesada, incluye una pletina de un grosor considerable con una doble misión: por un lado, debe garantizar un reparto de presión uniforme sobre las UPN que, a su vez, presionan contra la cimentación; y, por otro lado, también debe asegurar que, al postesar las barras con el par de apriete, estas no punzonarán el alma de las UPN (figs. 11 y 12).

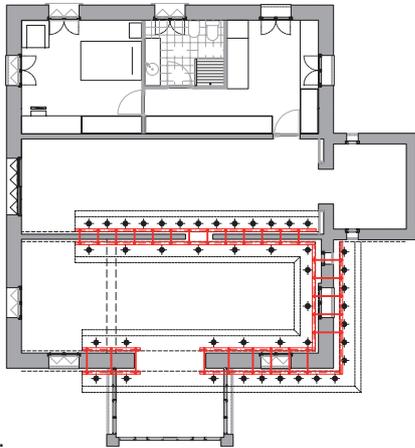


Figura 11.

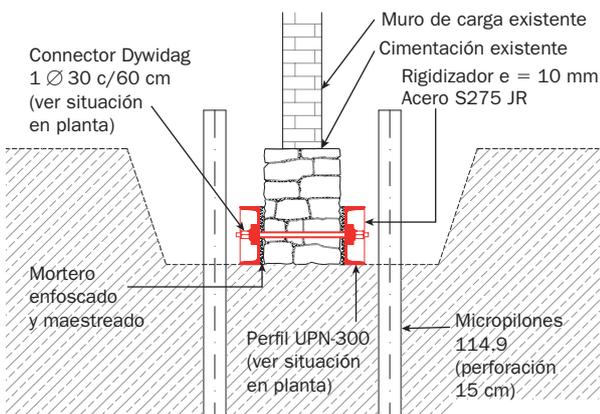


Figura 12.

FASE 4. Colocación de pletinas de unión con los micropilotes

En esta fase se colocan las pletinas que unen los micropilotes con los perfiles UPN. Puesto que la ejecución de los micropilotes tiene cierto margen de error pueden no quedar todos a la misma distancia de la cimentación. Por esta razón, en esta fase se debe llevar a cabo un replanteo de las dimensiones de las pletinas para poder garantizar que la longitud de las soldaduras sea la suficiente y, que la geometría final de las pletinas permita que los esfuerzos se transmitan de la forma prevista (fig. 13).

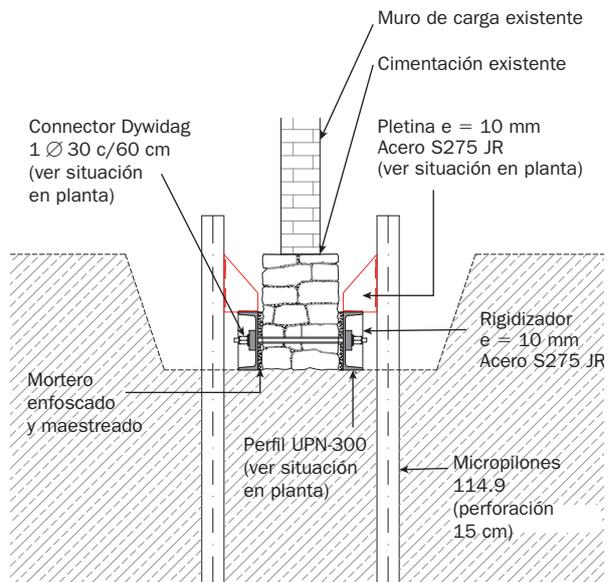


Figura 13.

FASE 5. Colocación de puntales

En esta fase, se colocan dos perfiles metálicos para apuntalar la cimentación frente a posibles esfuerzos horizontales que pudieran desestabilizar la estructura de todo el edificio (fig. 14).

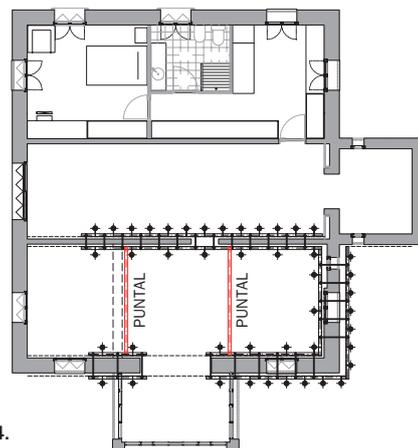


Figura 14.

FASE 6. Excavación general interior

Una vez la cimentación se encuentra estabilizada, se puede proceder a vaciar el interior del sótano de forma completa. Al tener acceso desde la parcela vecina, las tierras se van vaciando desde el lateral, lo que facilita enormemente las labores de excavación (figs. 15 y 16).

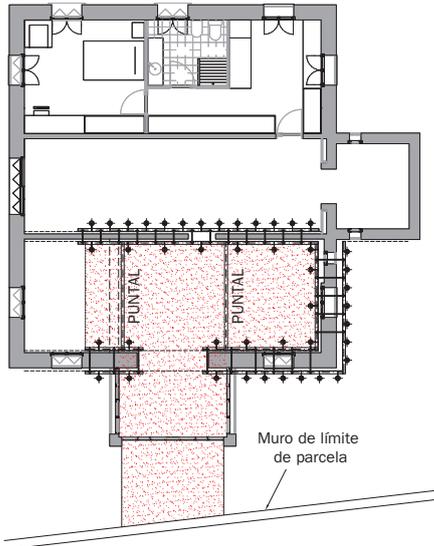


Figura 15.

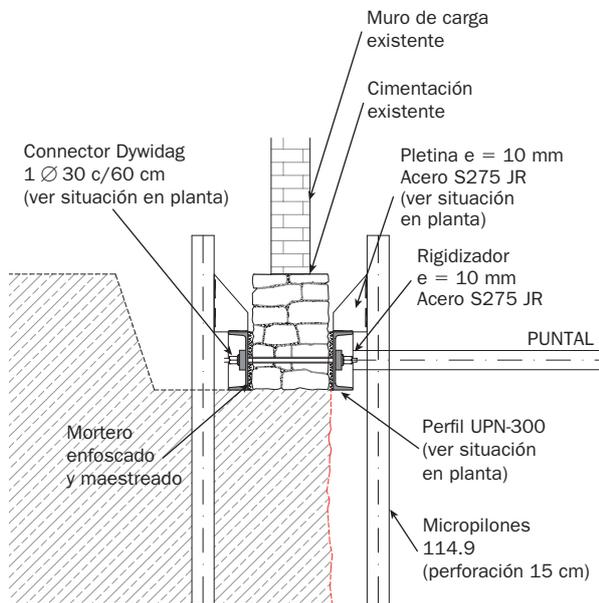


Figura 16.

FASE 7. Ejecución del muro de recalce

Una vez todo el sótano se encuentra vacío, las cargas sobre la cimentación ya se pueden transmitir hacia el terreno a través de los micropilotes. Entonces, se puede ir excavando bajo la cimentación existente y recalzándola con los muros de contención de hormigón (figs. 17 y 18).

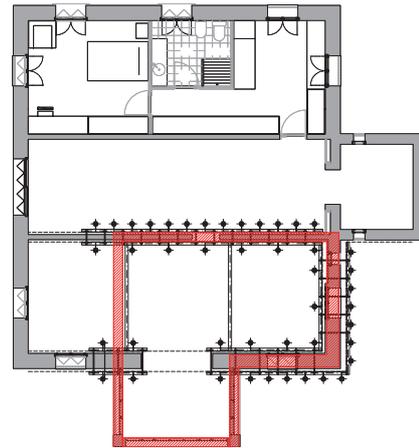


Figura 17.

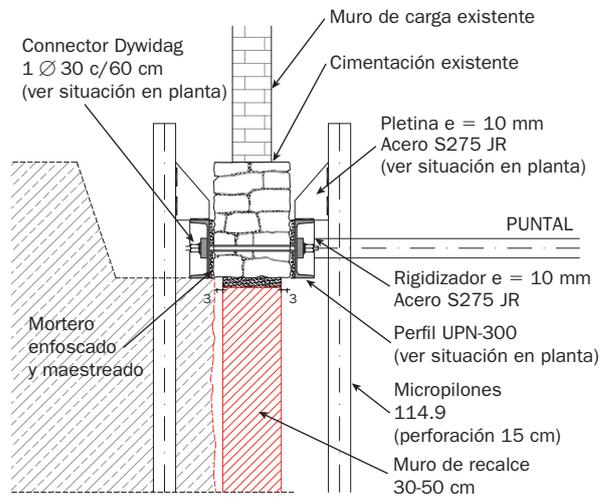


Figura 18.

FASE 8. Eliminación del material recuperable

Una vez ejecutado el recalce en todo el perímetro del sótano, se procede a eliminar el material sobrante. En este caso, se recuperaron las tuberías de los micropilotes interiores, los dos perfiles UPN, las barras roscadas, las pletinas de reparto y las cartelas de unión entre micropilotes y UPN's (fig. 19).

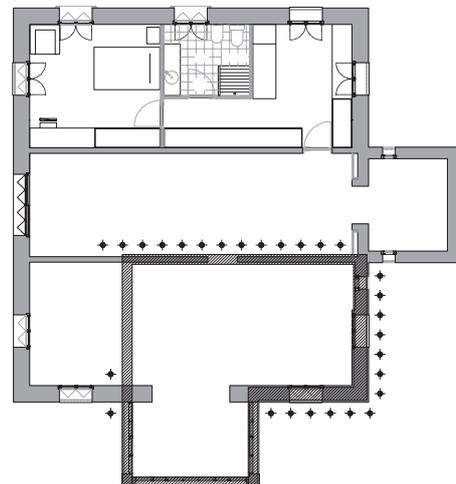


Figura 19.

FASE 9. Ejecución del forjado

Ya por último, únicamente queda la ejecución del forjado que cubre el sótano que, en este caso, se soluciona mediante una losa de hormigón armado de canto 22 cm. Debido a las luces reducidas entre muros, esta losa se apoya únicamente en su perímetro. En algunos casos lo hace directamente sobre los muros de contención y, en otros, cuando se trata de los muros de recalce que se encuentran bajo la cimentación, la losa se conecta a esta mediante barras corrugadas clavadas con resinas (figs. 20 y 21).

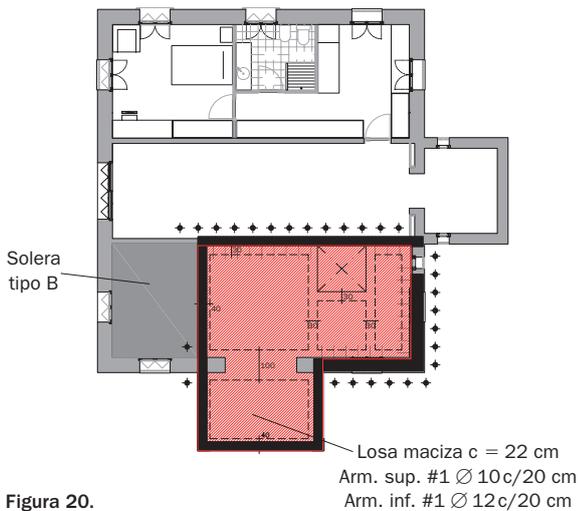


Figura 20.

Lo más interesante de este proyecto fue ver cómo una obra de rehabilitación se puede afrontar desde diversos puntos de vista y que las opciones de las que se dispone son bastante extensas. En este caso, el análisis previo de las diferentes opciones, junto con las premisas que nos venían impuestas por la propiedad y por los propios límites de la parcela, nos llevaron a valorar la opción tomada como la más válida de las que se estudiaron.

Por otro lado, cabe destacar que en general, las obras de rehabilitación forman parte de un proyecto vivo, puesto que a menudo no se dispone de toda la información del proyecto original y que se puede modificar para ir adaptándose al progreso que se produce día a día en su ejecución.

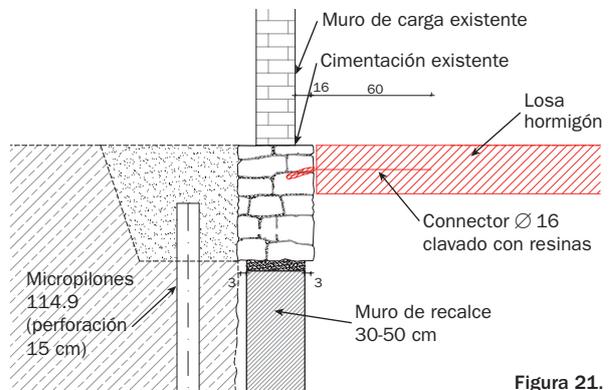
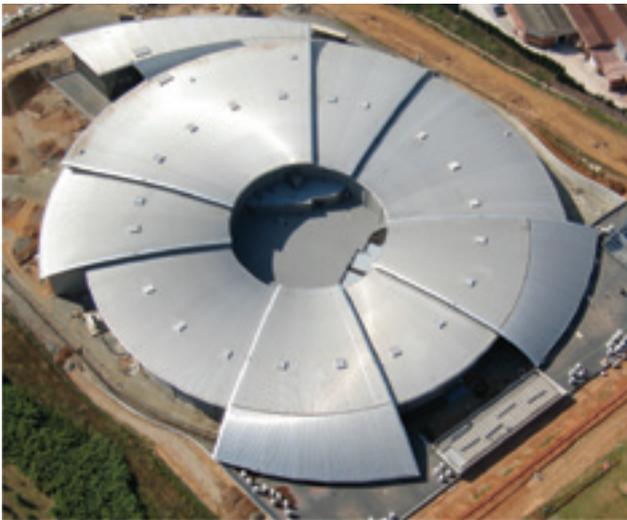


Figura 21.



Obra: SINCROTRÓN ALBA
 Dirección Facultativa: Master, S.A. de Ingeniería y Arquitectura
 Solución Constructiva: 1.560 Tn. de estructura metálica; 18.000 m² de cubierta a base de bandejas de aluminio cónicas y curvadas; 7.300 m² de fachadas de panel sandwich; 1.500m² de muro cortina semiestructural.



Construimos lo que imagina

Después de más de 45 años de liderazgo en su mercado y más de 10.00 obras realizadas, ACIEROID es hoy un punto de referencia en la construcción y renovación de Cubiertas, Fachadas y Estructuras Metálicas.

ACIEROID hace realidad su proyecto aportando asesoramiento en fase de desarrollo, ingeniería aplicada y know-how constructivo, para materializar cualquier idea, geometría o diseño.

Confíe sus proyectos a ACIEROID, por...
Seguridad, ingeniería, edificación sostenible y solvencia.

900 504 671
www.acieroid.com

Avda. De la Granvía, 179 Pol. Granvía Sur
 08908 L'Hospitalet de Llobregat (Barcelona)

Història d'una no actuació

Miquel Rodríguez Niedenfürh

INTRODUCCIÓ

En els projectes de rehabilitació on hi ha un canvi d'ús d'una estructura existent o cal analitzar la resistència i estabilitat de l'estructura per garantir el compliment de la seguretat estructural, cal tenir en compte que són estructures existents que en la major part dels casos ja han superat el seu període de vida útil, i que, a l'aplicació de les normatives de seguretat estructural, cal considerar-hi aquesta particularitat.

En particular cal tenir especial cura de l'anàlisi dels fonaments. Caldrà posar molta atenció a l'anàlisi de les tensions trameses al terreny i, sobretot, al càlcul de les tensions admissibles.

L'estudi del terreny, igual que l'anàlisi estructural, ha de tenir en compte que es tracta d'uns fonaments que, en la majoria dels casos, ja han patit tots els assentaments possibles i que el terreny sota el fonament estarà consolidat. A més, caldrà analitzar si l'edifici té patologies degudes a moviments o trencaments del terreny, ja que la posada en càrrega de

l'estructura és una prova de càrrega a escala 1/1 que ens indica la capacitat del terreny.

També cal considerar que la sobrecàrrega d'ús, habitualment suposa el 30-40%, amb la qual cosa els assentaments produïts per aquesta, són menyspreables davant els assentaments totals.

Per poder donar les tensions admissibles caldrà, però, conèixer les dimensions del fonament i les tensions a les que està sotmès el fonament. Per això, caldrà fer l'estudi del terreny interactuant el geòleg i el consultor d'estructures, completant la informació amb una bona campanya de cales per a inspeccionar el fonament existent.

DESCRIPCIÓ DEL PROBLEMA

En el cas que ens ocupa es tracta de la rehabilitació d'un edifici industrial per transformar-lo en habitatge. Es tracta d'una nau del segle XIX (Fàbrica Tort a Sabadell), on una part es troba en mal estat i l'altra en un



SONDEIGS I ESTUDIS GEOTÈCNICS
PIEZOCON, ASSAIGS CPTU,
ENGINYERIA GEOLÒGICA
GEOLOGIA DEL MEDI AMBIENT
HIDROGEOLOGIA

Bosch & Ventayol Geoserveis S.L és una empresa creada el 1990, amb l'objectiu d'oferir un servei de qualitat en el camp de l'Enginyeria Geològica, la Geologia del Medi Ambient i els Reconeixements geotècnics en general.

Sondeigs:
Perforació a rotació amb extracció de mostra contínua.
Geòleg a peu de sondeig.

Piezocons - Assaigs CPTU, i Electric Field Vane-Test:
L'assaig CPTU és un dels més interessants, sofisticats i fiables que es poden fer "in situ", especialment en terrenys argilosos poc compactes i en sediments sorrencs sota el nivell freàtic.
L'assaig Vane-Test "in situ" ens permet obtenir un registre automàtic i informatitzat de la cohesió no drenada de sòls cohesius.

Estudis Geotècnics:
- Qualitat i rigor.
- Ajustats a les necessitats del projecte.
- Supervisió geològica en fase d'obra.

Hidrogeologia:
- Estudis per a l'excavació de soterranis sota el nivell freàtic.
- Instal·lació de piezòmetres de control.

Estudis de contaminació de sòls i aigües.

Cartografies Geotemàtiques.



Contacte:
Seu Social:
C/ Rocafort 261º àtic 2º
08029 Barcelona
Magatzem i oficines:
C/ Indústria 26. Polígon Industrial Buvisa.
08329 Teià.
Tel: 93-5408542 Fax: 93-5408539
info@boschiventayol.com
www.boschiventayol.com
<http://geoventayol.blogspot.com/>

Empresa acreditada per la Generalitat de Catalunya com a Laboratori d'assaigs per al control de qualitat de l'edificació. Nòm. Declaració Responsable: L0600075

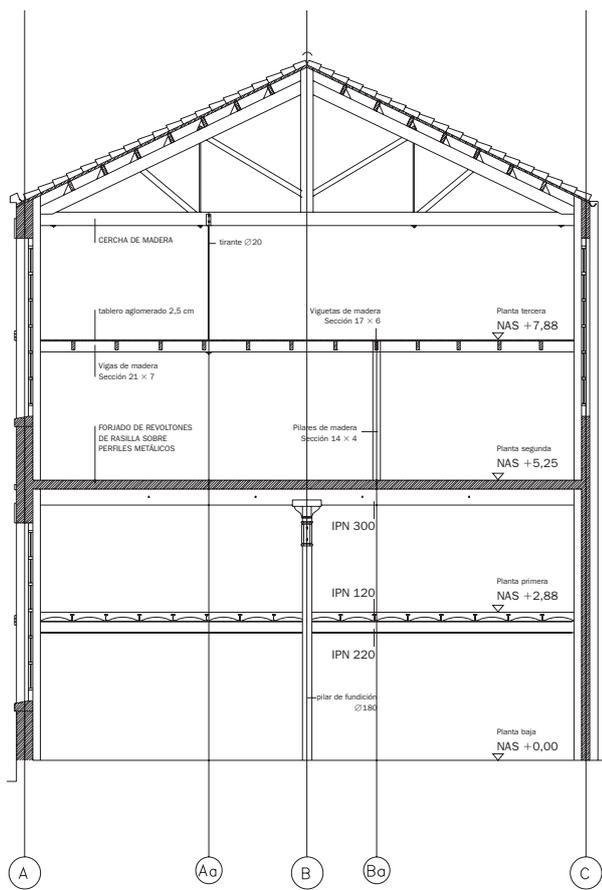


Figura 1. Secció. | Sección.

estat correcte. Es manté la part en bon estat i la resta s'enderroca per fer una nova construcció.

La nau a rehabilitar està formada per tres forjats i una coberta inclinada. Els forjats estan formats per biguetes metàl·liques i revoltó ceràmic i forjats de biguetes de fusta. La coberta és una encavallada de fusta. L'estructura vertical són dues parets laterals (façanes) i un eix central de pilars de fosa (a planta baixa) i fusta a la resta de plantes (fig. 1, 2 i 3).

La façana està formada per parets de fàbrica i pilastres. El fonament actual és de tipus semi-profunda amb pous de fàbrica de peces massisses i formigó pobre (fig. 4 i 5).

La façana no té un fonament continu, té un fonament puntual sota les pilastres i un arc de totxo massís entre pilastres per recollir la façana (fig. 6).

Els pilars centrals recolzen sobre els llims i les façanes laterals recolzen sobre les graves.

De l'anàlisi de les tensions transmeses al terreny amb la nova configuració de l'edifici, es conclou que a la façana es produeix una reducció de càrregues. Per això no caldrà actuar sobre el fonament de la façana. A més a més, es realitza un anàlisi numèric i s'obté que la reacció és de 294 kN, les tensions de 0,8 MPa i els assentaments de 23 mm. Aquest valor és ad-

Grup Alsina: Enginyeria i persones per resoldre estructures de formigó



Telèfon: 935 753 000
Web: www.alsina.com
Twitter: @AlsinaNews

Alsina 60 ANYS
SOLUCIONS EN ENCOFRATS



enginyeria - seguretat - muntatges - edificació - obra pública

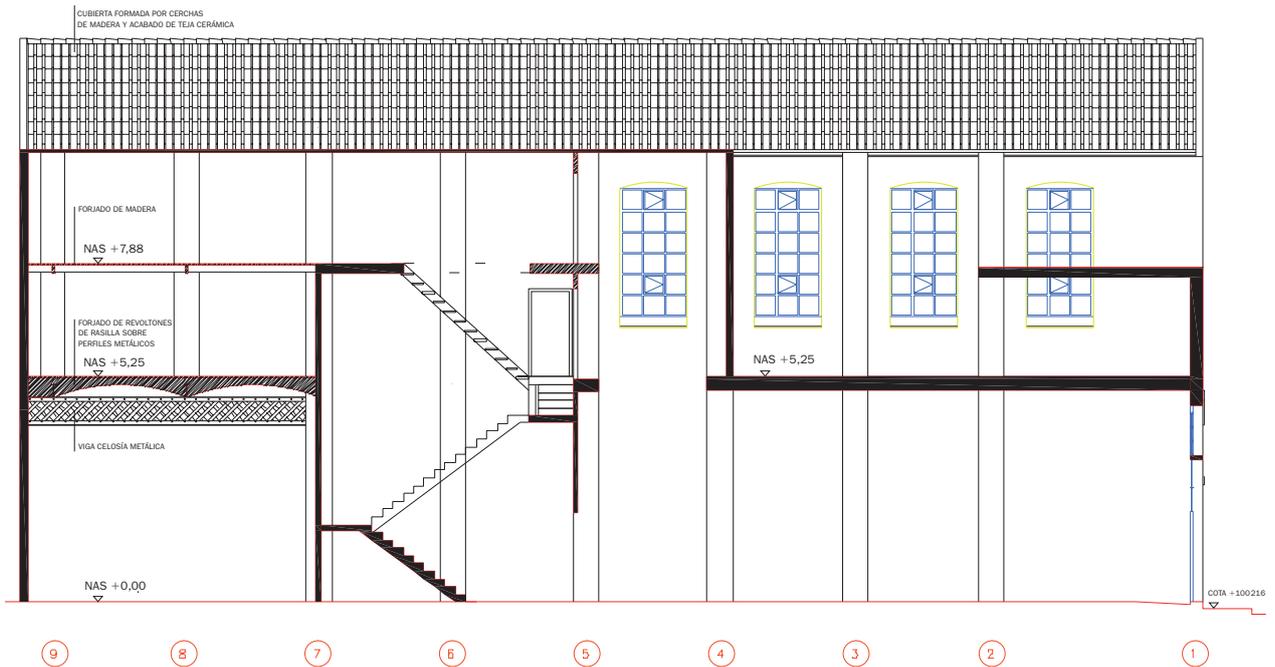


Figura 2. Alçat longitudinal. | Alzado longitudinal.

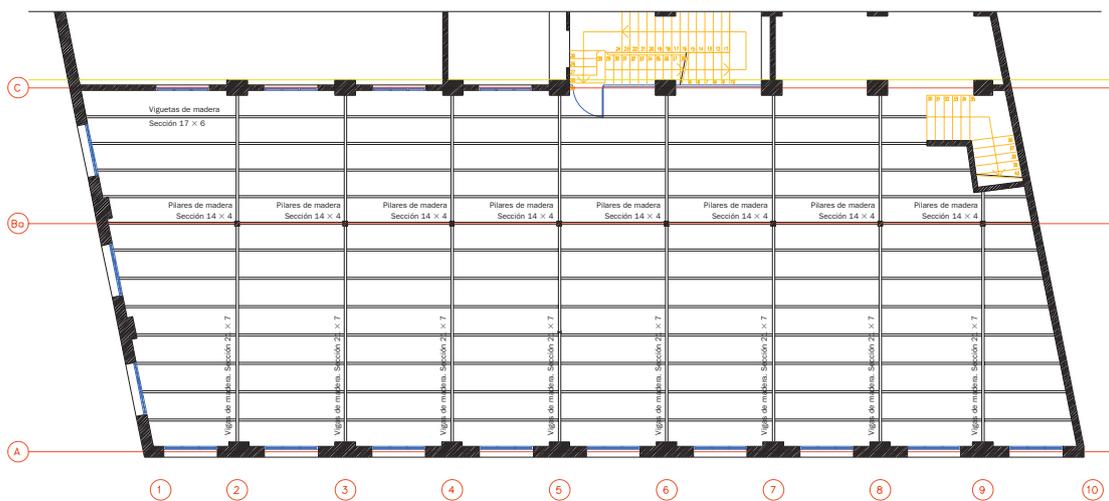


Figura 3. Planta. | Planta.

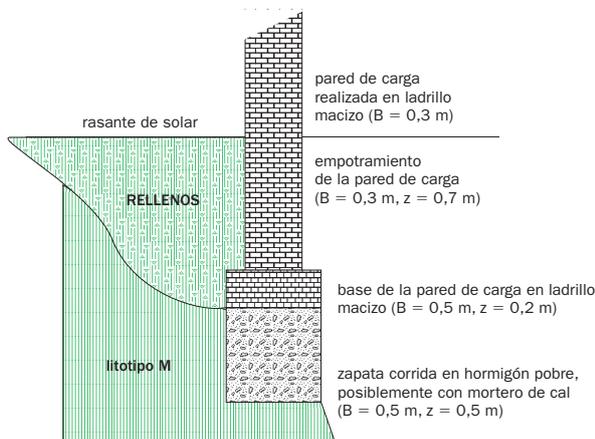


Figura 4. Secció de fonaments de façana. | Sección de cimientos de fachada.

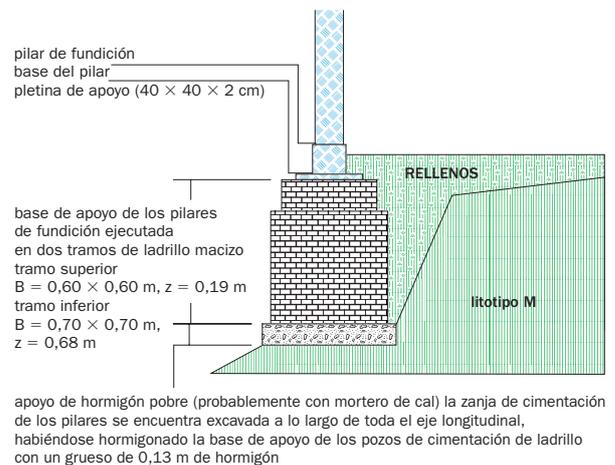


Figura 5. Secció de fonament del pilar central. | Sección de cimiento del pilar central.

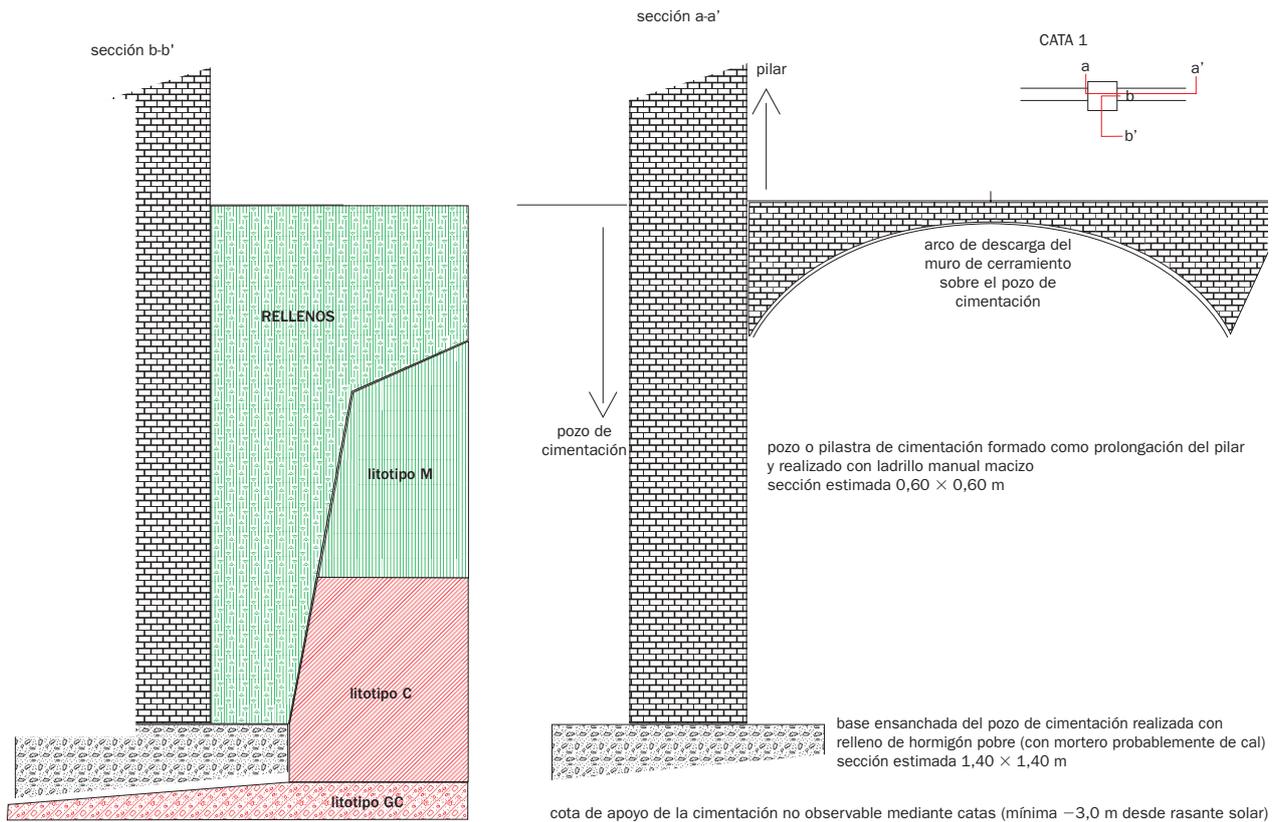


Figura 6. Secció de fonament de façana. | Sección de cimiento de fachada.

missible i està confirmat amb la no existència de patologies a l'estructura associades a l'assentament.

Amb la descàrrega deguda a la reforma, queda un coeficient de seguretat de $F = 19$ en situació drenada i $F = 1,58$ per a no drenada. Per les propietats del terreny, es considera que la hipòtesi a tenir en compte és la drenada, per la qual cosa els coeficients de ruptura són admissibles.

Dels pilars centrals s'observa que amb la reforma s'augmenten les seves càrregues, obtenint-ne assentaments de l'ordre de 60 mm, que no són admissibles. Per això caldrà actuar en el fonament d'aquests elements.

ANÀLISI DE SOLUCIONS

En el cas de tenir un canvi d'ús o haver de reforçar un fonament per no garantir criteris de seguretat estructural, es poden adoptar diferents estratègies:

- Reforç del fonament mitjançant sabates addicionals.
- Reforç del fonament mitjançant micropilots.
- Reducció de sobrecàrregues i pesos propis.
- Canvi de sistema estructural per a reduir reaccions sobre el terreny.

- Biga de repartiment entre fonaments existents per estintolar els pilars i crear un fonament nou.

De les solucions analitzades s'observa que qualsevol actuació sobre els fonaments existents era d'una magnitud no acceptable per al projecte. Així, es va veure que l'arquitectura permetia la introducció de nous elements resistents verticals i, d'aquesta ma-

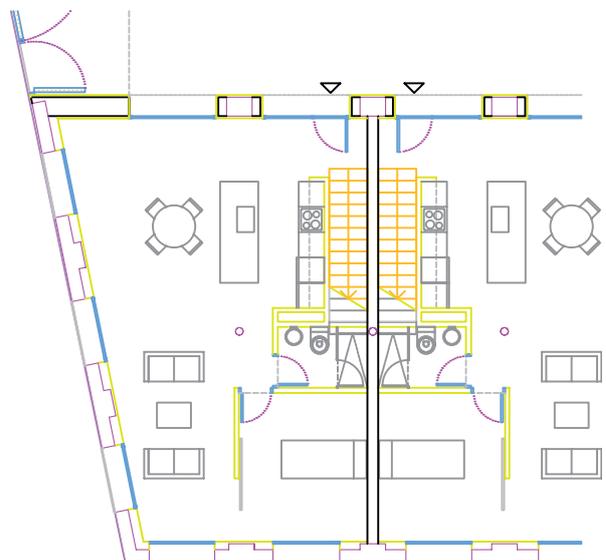


Figura 7. Planta d'arquitectura original. | Planta de arquitectura original.

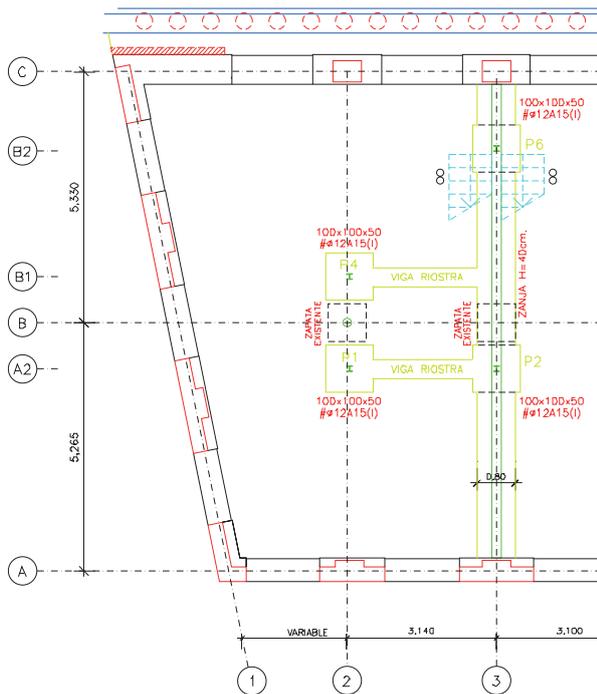


Figura 8. Planta d'estructura definitiva. | Planta de estructura definitiva.

nera, es reduïen les càrregues sobre el fonament existent. S'haurien de fer fonaments nous que coexistirien amb els existents. Es van col·locar uns pilars paral·lels als existents a l'eix central i unes parets de càrrega entre els habitatges, en sentit perpendicular a les façanes (fig. 7 i 8).

El fonament definitiu estarà format pels fonaments existents més unes sabates aïllades sobre uns pilars nous i corregudes sota unes parets resistents noves (fig. 9 i 10).

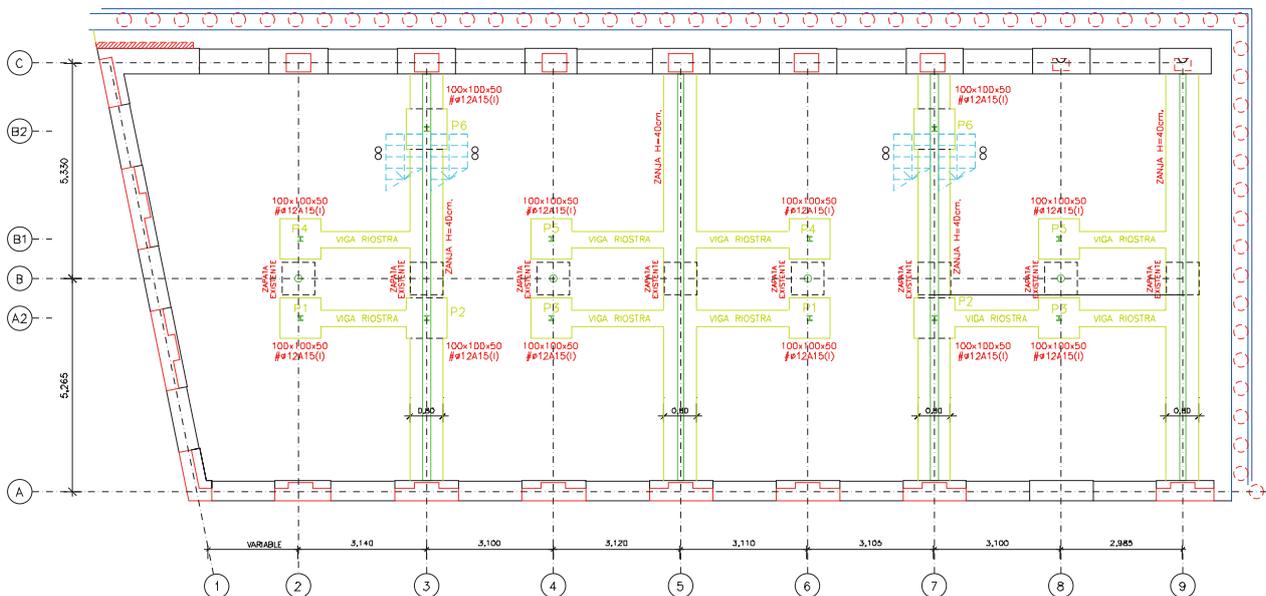


Figura 10. Secció definitiva. | Sección definitiva.

CONCLUSIONS

De l'anàlisi del projecte de «reforç» de fonaments de la fàbrica Tort a Sabadell, per transformar un edifici industrial en habitatges es pot concloure que:

- L'estudi del terreny ha de tenir en compte que es tracta d'analitzar el terreny sota un edifici existent, en la majoria dels casos amb el terreny consolidat sota l'acció del propi edifici.
- L'estudi del terreny s'ha de realitzar conjuntament amb el consultor d'estructures, juntament amb una campanya de cales, per analitzar la capacitat portant en funció de les càrregues noves transmèses al terreny i en funció de la geometria del fonament.
- Cal analitzar «totes» les possibilitats de reforç del fonament, fins i tot aquelles que donen lloc a una «no actuació».



CIMENTACION

Figura 9. Planta de fonaments definitius. | Planta de cimentaciones definitivas.

HISTORIA DE UNA NO ACTUACIÓN

Miquel Rodríguez Niedenfürh

INTRODUCCIÓN

En los proyectos de rehabilitación donde hay un cambio de uso de una estructura existente o hay que analizar la resistencia y estabilidad de la estructura para garantizar el cumplimiento de la seguridad estructural, hay que tener en cuenta que son estructuras existentes que en la mayor parte de los casos ya han superado su período de vida útil, y que, a la aplicación de las normativas de seguridad estructural, debe considerarse esta particularidad.

En particular hay que tener especial cuidado del análisis de los cimientos. Habrá que poner mucha atención al análisis de las tensiones enviadas al terreno y, sobre todo, al cálculo de las tensiones admisibles.

El estudio del terreno, al igual que el análisis estructural, debe tener en cuenta que se trata de unos cimientos que en la mayoría de los casos, ya han sufrido todos los asentamientos posibles y que el terreno bajo el cimiento estará consolidado. Además, habrá que analizar si el edificio tiene patologías debidas a movimientos o roturas del terreno, ya que la puesta en carga de la estructura es una prueba de carga a escala 1/1 que indica la capacidad del terreno.

También hay que considerar que la sobrecarga de uso, habitualmente supone el 30-40%, con lo que los asentamientos producidos por esta son despreciables frente a los asentamientos totales.

Para poder dar las tensiones admisibles deberán, sin embargo, conocer las dimensiones del cimiento y las tensiones a las que está sometido el cimiento. Para ello será necesario el estudio del terre-

no interactuando el geólogo y el consultor de estructuras, completando la información con una buena campaña de calas para inspeccionar el cimiento existente.

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el caso que nos ocupa se trata de la rehabilitación de un edificio industrial para transformarlo en vivienda. Se trata de una nave del siglo XIX (Fábrica Tort en Sabadell) donde una parte se encuentra en mal estado y la otra en un estado correcto. Se mantiene la parte en buen estado y el resto se derriba para hacer una nueva construcción.

La nave a rehabilitar está formada por tres forjados y una cubierta inclinada. Los forjados están formados por vigas metálicas y bovedilla cerámica y forjados de viguetas de madera. La cubierta es una armadura de madera. La estructura vertical son dos paredes laterales (fachadas) y un eje central de pilares de fundición (en planta baja) y madera en el resto de plantas (figs. 1, 2 y 3).

La fachada está formada por paredes de fábrica y pilastras. El cimiento actual es de tipo semi-profundo con pozos de fábrica de piezas macizas y hormigón pobre (figs. 4 y 5).

La fachada no tiene un cimiento continuo, tiene un cimiento puntual bajo las pilastras y un arco de ladrillo macizo entre pilastras para recoger la fachada (fig. 6).

Los pilares centrales apoyan sobre los limos y las fachadas laterales apoyan sobre las gravas.

Del análisis de las tensiones transmitidas al terreno con la nueva configuración del edificio, se concluye que en la fachada se produce una reducción de cargas. Por eso no será necesario actuar



A IBERTRAC, AMB 30 ANYS D'EXPERIÈNCIA,
DISPOSEM D'UNA DIVISIÓ ESPECÍFICA PER
A CADA PROBLEMA DE PLAGUES.
TRACTEM CADA CAS AMB SERIETAT I RIGOR
PROFESSIONAL, FENT SERVIR TOTS ELS
RECURSOS NECESSARIS I COMPLETANT ELS
PROCEDIMENTS, ASSEGURANT-NOS D'UNA
EFICÀCIA DEL 100% EN ELS RESULTATS.



**TRACTAMENTS DE LA FUSTA
CONTROL DE PLAGUES**

93 439 31 04 · 93 430 43 01
www.ibertrac.com / www.termitas.net
LORETO 13-15 D 08029 BARCELONA



**CUIDEM LA
FUSTA**



sobre el cimiento de la fachada. Además, se realiza un análisis numérico y se obtiene que la reacción es de 294 kN, las tensiones de 0,8 MPa y los asentamientos de 23 mm. Este valor es admisible y está confirmado con la no existencia de patologías en la estructura asociadas al asentamiento.

Con la descarga debida a la reforma, queda un coeficiente de seguridad de $F = 19$ en situación drenada y $F = 1,58$ para no drenada. Por las propiedades del terreno, se considera que la hipótesis a tener en cuenta es la drenada, por lo que los coeficientes de ruptura son admisibles.

De los pilares centrales se observa que con la reforma se aumentan sus cargas, obteniendo asientos del orden de 60 mm, que no son admisibles. Por ello habrá que actuar en el cimiento de estos elementos.

ANÁLISIS DE SOLUCIONES

En el caso de tener un cambio de uso o que reforzar un cimiento para no garantizar criterios de seguridad estructural, se pueden adoptar diferentes estrategias:

- Refuerzo del cimiento mediante zapatas adicionales.
- Refuerzo del cimiento mediante micropilotes.
- Reducción de sobrecargas y pesos propios.
- Cambio de sistema estructural para reducir reacciones sobre el terreno.
- Viga de reparto entre cimientos existentes para apuntalar los pilares y crear un cimiento nuevo.

De las soluciones analizadas se observa que cualquier actuación sobre los cimientos existentes era de una magnitud no aceptable para el proyecto. Así, se vio que la arquitectura permitía la introducción de nuevos elementos resistentes verticales y, de esta manera, se reducían las cargas sobre el cimiento existente. Se deberían hacer cimientos nuevos que coexistirían con los existentes. Se colocaron unos pilares paralelos a los existentes en el eje central y unas paredes de carga entre las viviendas, en sentido perpendicular a las fachadas (figs. 7 y 8).

El cimiento definitivo estará formado por los cimientos existentes además de unas zapatas aisladas sobre unos pilares nuevos y corridas, bajo unas paredes resistentes nuevas (figs. 9 y 10).

CONCLUSIONES

Del análisis del proyecto de «refuerzo» de cimientos de la fábrica Tort en Sabadell, para transformar un edificio industrial en viviendas se puede concluir que:

- El estudio del terreno debe tener en cuenta que se trata de analizar el terreno bajo un edificio existente, en la mayoría de los casos con el terreno consolidado bajo la acción del propio edificio.
- El estudio del terreno se realizará conjuntamente con el consultor de estructuras, junto con una campaña de calas, para analizar la capacidad portante en función de las cargas nuevas transmitidas al terreno, y en función de la geometría del cimiento.
- Hay que analizar «todas» las posibilidades de refuerzo del cimiento, incluso aquellas que dan lugar a una «no actuación».

Fijaciones para proyectos constructivos industriales



Consultoría y servicio técnico

www.fator.es

30
AÑOS
FATOR



Pernos estructurales de alta resistencia para precarga EN 14399-1, sistemas HV y HR e Indicadores Directos de Tensión