

Estudio de la trascendencia de los asientos ocurridos en un complejo de edificios como consecuencia de la construcción de un túnel próximo*

*Study of the impact of the subsidence that occurred in a building complex as a result of the construction of a nearby tunnel***

Ismael Carpintero García^{*, a}, Jorge Rueda Puerta^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CEDEX. Jefe de Área. ismael.carpintero@cedex.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CEDEX. Coordinador de Programa Técnico-Científico. jorge.rueda@cedex.es

RESUMEN

A raíz de la construcción de un túnel se produjeron asientos no previstos en el terreno que provocaron importantes distorsiones en la estructura metálica de un complejo de edificios de los años 60 del siglo pasado. El estudio llevado a cabo para evaluar la trascendencia estructural de estas distorsiones mostró la relevancia del diseño estructural de los edificios y de los materiales utilizados; y puso de manifiesto algunos aspectos no relacionados con los asientos pero que condicionaron la valoración final sobre las condiciones de seguridad, durabilidad y funcionalidad de los edificios.

ABSTRACT

Following the construction of a tunnel, unplanned ground subsidence caused significant distortions in the metal structure of a building complex built in the 60s of the last century. The study carried out to assess the structural impact of these distortions showed the relevance of the structural design of the buildings and the materials used. In addition, it revealed some aspects not related to the ground subsidence that also conditioned the final assessment of the safety conditions, durability and functionality of the buildings.

PALABRAS CLAVE: asientos, obras próximas, estructura metálica.

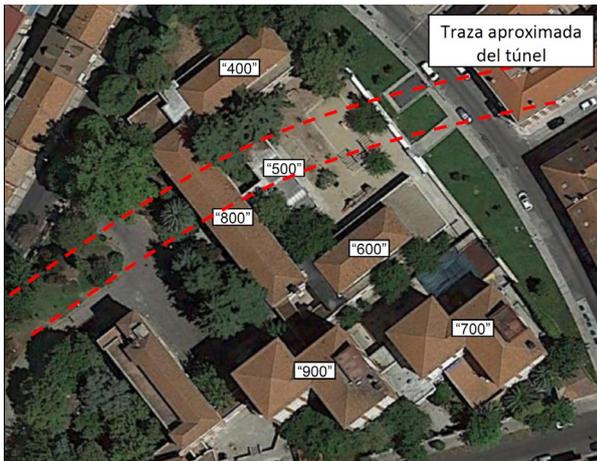
KEYWORDS: subsidence, nearby tunnel, metal structure.

1. Antecedentes y objeto del estudio

El Complejo Dotacional “El Pilar”, en San Fernando de Henares (Madrid), está formado por seis edificios construidos a principios de los años 60 del siglo pasado, denominados “400”, “500”, “600”, “700”, “800” y “900” (Figura 1).

La tipología constructiva de todos ellos es la misma, variando los volúmenes y número de plantas. Su estructura está formada por paños de

forjados metálicos, con perfiles IPN y bovedillas cerámicas, que apoyan en brochales y pórticos. Las jácenas son perfiles IPN, mientras que los pilares están resueltos con perfiles HEB o con pares de perfiles UPN. Todas las uniones son soldadas. Los faldones de cubierta se apoyan mediante tabiques palomeros en el forjado de techo de la última planta de cada edificio.



En 2007, como parte de las obras de ampliación de la Línea 7 de Metro de Madrid, se excavó un túnel a unos 37 m de profundidad bajo la parcela del Complejo (Figura 1), provocando una alteración no prevista de las condiciones hidrogeológicas del terreno. Tras la construcción del túnel, y para agotar el nivel freático, se ejecutó un pozo de bombeo con una pared de pilotes exentos, sin contacto entre sí, muy próximo a la fachada del edificio “600”. En 2008 se detectaron asientos en el túnel de hasta 20 cm, obligando a intervenir de emergencia.

En 2011, tras la aparición de daños en edificios próximos al Complejo, se llevó a cabo una consolidación del terreno y se mejoró la impermeabilización del pozo de bombeo. En 2015 aparecieron nuevos daños, afectando esta vez a los edificios del Complejo. En el caso del edificio “600” los daños eran tan importantes que se procedió a su demolición¹. Se llevó a cabo entonces una nueva obra de consolidación del terreno mediante inyecciones bajo los edificios y en el entorno del túnel. Durante estos trabajos se apreció que la cimentación de los edificios estaba resuelta con encepados de pilotes.

Desde julio de 2015, la Propiedad realizó un seguimiento de los movimientos del terreno y de los edificios que consistió en instrumentar con diversos dispositivos (control topográfico

con reglas de nivelación y prismas de reflexión; y control de fisuras con extensómetros y bases fisurométricas; etc.) en puntos ubicados en los cerramientos exteriores de los edificios y juntas; y algunos daños en particiones.

Posteriormente, a principios de 2016 se solicitó del CEDEX la realización del presente estudio con el objetivo de analizar la trascendencia estructural de los daños aparecidos en los edificios “700”, “800” y “900” como consecuencia de los movimientos ocurridos en su cimentación.

2. Programa de investigación

Para llevar a cabo este estudio se desarrollaron las siguientes actividades de investigación:

Instrumentación de los edificios². La Propiedad facilitó los datos sobre la evolución del seguimiento de los movimientos del terreno y los edificios que se estaba realizando.

Inspección de daños. Se llevó a cabo una inspección en detalle de prácticamente todas las dependencias de los edificios “500”, “700”, “800” y “900”. Los daños registrados presentaban un aspecto de aparición y evolución reciente en relación con la edad de los edificios, y se atenuaban notablemente en las dependencias más alejadas de las zonas donde se habían producido los mayores asientos. Se observaron, fundamentalmente, fisuras en tabiques, cerramientos y pavimentos de planta baja, y desconchones en piezas de hormigón armado de aplacado de fachadas.

Calas en estructura. Se practicaron calas para descubrir una serie de nudos de los pórticos metálicos. El objetivo era doble: en primer lugar, determinar la configuración estructural de los edificios (en particular, los mecanismos de arriostramiento con los que contaba la estructura para evitar un fallo por inestabilidad global

¹ Aproximadamente un año después, a mediados de 2016, se procedió también a la demolición del edificio “500”.

² Cabe aclarar que la instrumentación y el seguimiento no formaban parte del objeto del encargo al CEDEX. Al iniciarse este estudio la instrumentación estaba ya instalada y los movimientos casi estabilizados.

inducido por los movimientos de la cimentación); y en segundo lugar, detectar si existían daños locales en aquellos elementos en los que se habían producido las mayores distorsiones.

Ensayos “in situ”. En aquellos nudos que habían sufrido mayores distorsiones, se llevó a cabo una inspección de los cordones de soldadura mediante líquidos penetrantes.

Ensayos de Laboratorio. Aprovechando la demolición del edificio “500”, se tomaron muestras de las vigas y pilares para su ensayo en Laboratorio, con objeto de estimar su susceptibilidad a desarrollar roturas frágiles. Sobre cada muestra se realizaron los siguientes ensayos: ensayo de tracción (módulo de elasticidad, límite elástico, tensión de rotura y alargamiento en rotura); análisis químico; ensayo de flexión por choque (Charpy); y análisis metalográfico.

3. Análisis de resultados. Comentarios

3.1 Seguimiento de movimientos

De acuerdo con los registros del seguimiento, los asientos de mayor magnitud en la superficie del terreno se produjeron en la zona entre los edificios “500”, “700” y “800” (donde se encontraba el edificio “600”). El máximo asiento medido fue de unos 70 mm en un punto de la fachada del edificio “500”. En la Figura 2 se representan las isolíneas de asientos de magnitud similar en la superficie del terreno.

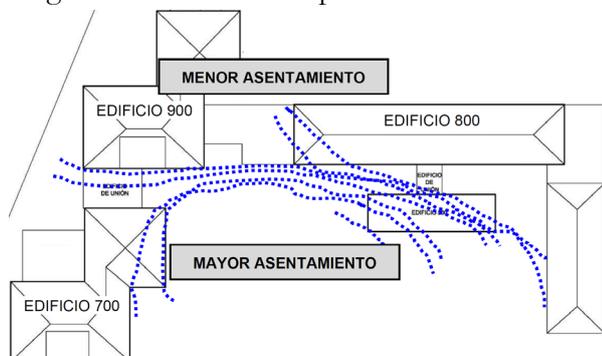


Figura 2. Croquis de isolíneas aproximadas de los máximos asientos registrados.

3.2 Inspección de daños

La mayor parte de los daños registrados fueron fisuras en tabiques, cerramientos y pavimentos de planta baja (Figura 3). Estos daños se debieron a movimientos relativos de la cimentación y del terreno de apoyo de las soleras según dos componentes: una vertical, que originó distorsiones en los nudos de los pórticos; y otra horizontal, que afectó sobre todo a los solados de planta baja. En el caso particular del pasillo de conexión entre los edificios “500” y “800”, los movimientos relativos ocurridos, fundamentalmente de componente horizontal, causaron el desgarro de los casquillos de unión jácena-pilar (Figura 4).



Figura 3. Fisuras en particiones del edificio 700.

Estos daños se presentaban de manera muy localizada en los edificios, con mayor intensidad y magnitud en las plantas inferiores, atenuándose en gran medida en las plantas superiores. La tipología, ubicación, intensidad y magnitud de estos daños indicaban que los movimientos relativos de la cimentación fueron mayores en las zonas más cercanas a la traza del túnel construido bajo la parcela.

Además, estos resultados eran congruentes con el seguimiento realizado, de manera que los daños se concentraban allí donde mayores asientos y distorsiones se habían registrado. Como puede verse en el croquis de isolíneas de asientos de la Figura 2, los edificios más afectados fueron el “500” y el “700”, en las zonas más próximas al pozo de bombeo (en el “500”, por sus reducidas dimensiones, la zona afectada era prácticamente todo el edificio). Los

edificios “800” y “900” presentaban daños también localizados, pero de menor entidad.

En las plantas superiores se registraron otras fisuras de menor magnitud en acabados de paredes, solados y techos colocados sobre juntas estructurales. Al colocarse los acabados y pavimentos sin respetar las juntas de la

estructura, los daños aparecieron inicialmente como consecuencia de los movimientos producidos entre labios de junta debidos sobre todo a variaciones térmicas y vibraciones, aunque los asentos ocurridos pudieron colaborar en su desarrollo en cierta medida.

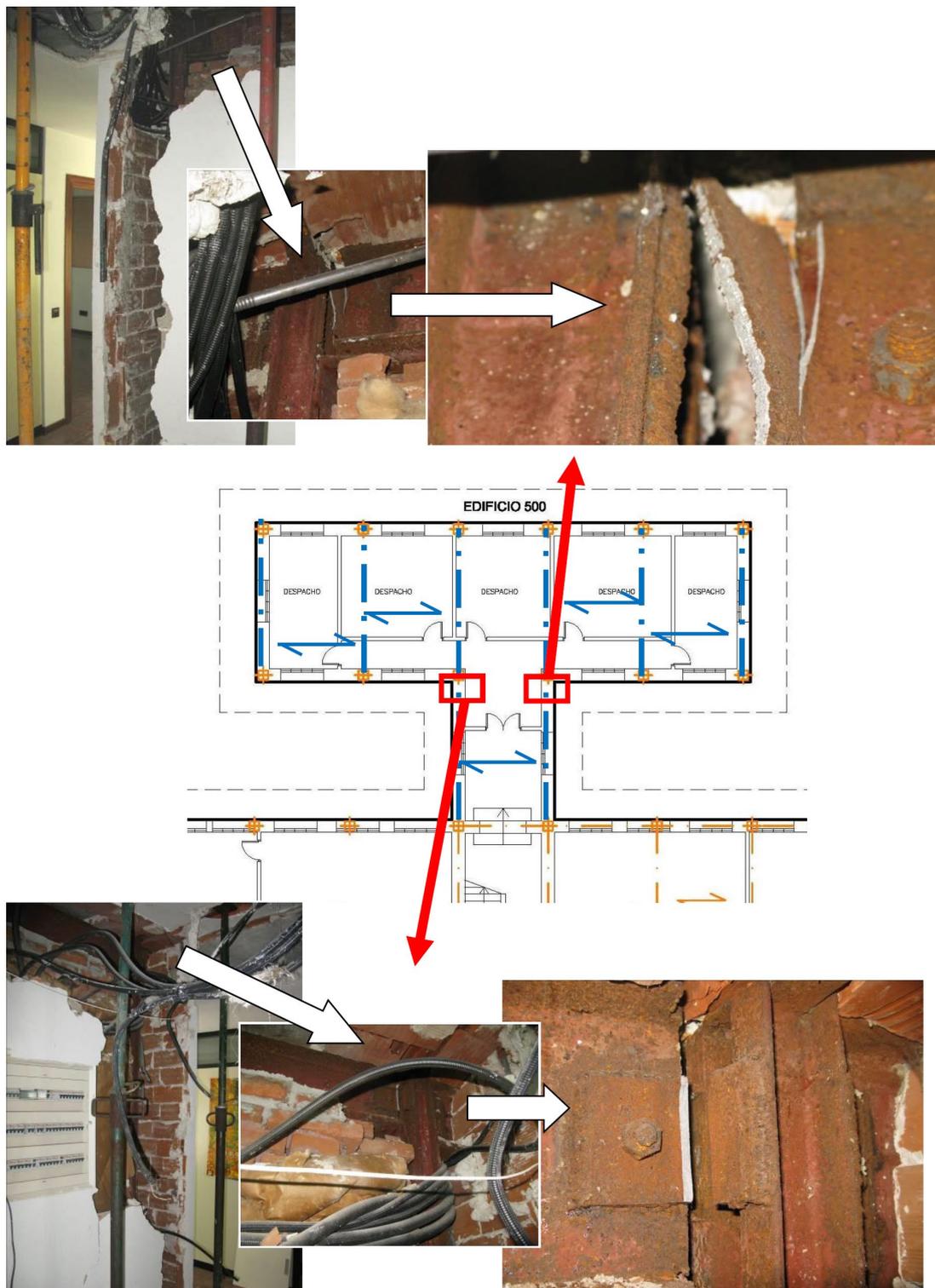


Figura 4. Rotura de casquillos de unión en el pasillo entre los edificios “500” y “800”.



3.3 Inspección de calas

La inspección de calas permitió determinar la configuración estructural de los edificios. Así, se pudo conocer que todos los nudos de pórticos son eminentemente isostáticos, resueltos con casquillo simple soldado a los pilares y al alma de los perfiles IPN de las jácenas; aunque en algunas ocasiones el apoyo de perfiles en pilares se realizaba mediante apoyo en ménsulas cortas (Figura 5).

Por otra parte, si bien los resultados de la inspección de daños indicaban que no se había producido una respuesta de conjunto en las estructuras ante los asientos ocurridos, la apertura de calas permitió buscar cuáles eran los mecanismos de arriostramiento de los que disponían los inmuebles para oponerse a este eventual movimiento de conjunto.

Se observó que las viguetas contaban con un cordón de soldadura que las fijaba a las jácenas sobre las que apoyaban. De este modo, se pudo contar con que los forjados transmitían entre entramados de pórticos los movimientos, a modo de entramado horizontal.

Sin embargo, no se encontraron elementos que pudieran estar concebidos como arriostramiento de la estructura. Sólo en el caso de los casetones de cubierta de los edificios “700” y “900” se detectaron recuadros de

pórticos con arriostramientos en K embebidos en el cerramiento (Figura 6).

Tampoco se encontraron paños de fábrica de particiones que estando correctamente retacados y enlazados a la estructura pudieran garantizar un arriostramiento de conjunto eficaz. De hecho, en las calas de nudos de cerramientos, en particular en las cajas de escalera (Figura 7), se constató que los entramados de los pórticos no quedan embebidos en los cerramientos (salvo en el tramo de planta baja).

Además, de las calas practicadas se dedujo que la carpintería de los huecos de los ventanales de las cajas de escaleras, hecha con piezas prefabricadas de mortero, no estaba tampoco concebida con la misión estructural de arriostrar el conjunto.



Por tanto, se determinó que los edificios no contaban con un sistema que materializara una trayectoria clara de las fuerzas horizontales hasta la cimentación, tal y como especifica el Código Técnico de la Edificación para garantizar la intraslacionalidad de las estructuras.

En las estructuras objeto de estudio, el arriostramiento de los edificios estaba confiado en la práctica a las particiones de albañilería. Este mecanismo no resulta suficientemente eficaz, dado que los entramados de fachada y de las cajas de escalera no estaban suficientemente enjarjados en los cerramientos como para poder contar con ellos como paños de arriostramiento.



En la inspección de las calas no se apreciaron daños que indicaran un anómalo comportamiento de la estructura o que pudieran estar inducidos por los movimientos de cimentación ocurridos.

Al tratarse de una estructura eminentemente isostática, las distorsiones inducidas por los movimientos de cimentación no generaron esfuerzos significativos sobre ella, aunque sí podían llegar a dañarla ya que exigen una cierta capacidad de movimiento en los nudos. Esta capacidad de movimiento de los nudos se vio superada en las zonas sometidas a mayores distorsiones, como ocurrió en el pasillo de conexión entre los edificios “500” y “800”, rasgándose los casquillos (Figura 4).

3.4 Valoración de la fragilidad del acero

A la vista de la rotura de los casquillos en el pasillo de conexión entre los edificios “500” y “800”, se realizaron ensayos, tanto en obra como en Laboratorio, para analizar la susceptibilidad del material metálico de la estructura a desarrollar roturas frágiles.

Los ensayos en obra consistieron en el estudio mediante líquidos penetrantes de aquellos nudos de la estructura que, a la vista de los daños y del seguimiento realizado, se estimó que podían haber sufrido las mayores distorsiones (Figura 8).



En estos ensayos no se detectó ningún daño significativo. En particular, no se apreció que hubiese fisuras en el material metálico que pudieran desencadenar un fallo frágil de las uniones (aparte del desgarro de los mencionados casquillos). Sí se detectaron algunos defectos leves, sin trascendencia estructural, tales como poros, mordeduras, depósitos de escorias y falta de material.



En cuanto a los resultados de los ensayos de Laboratorio, en el de tracción se obtuvieron valores heterogéneos (Tabla 1), si bien los valores garantizados que se dedujeron eran del orden de lo esperable dada la época de construcción de los edificios. Las estricciones medidas en las probetas del ensayo eran propias de aceros poco sensibles al desgarro laminar. Además, este resultado era congruente con el análisis metalográfico de las muestras, en general con estructuras bastante homogéneas sin heterogeneidades físicas, en las que puntualmente se detectaron inclusiones no metálicas.

Tabla 1. Resultados del ensayo de tracción

	V1	V2	V3	P1	P2	P3
M (GPa)	184	204	190	212	-	176
R _e (MPa)	337	325	308	242	279	279
R _m (MPa)	485	469	431	313	440	441
A (%)	39	38	37	48	40	38

La composición química de las muestras también resultó muy heterogénea, con contenidos de Carbono Equivalente moderados en todos los casos y que no condicionaban la soldabilidad del acero. Cabe señalar que las muestras de los casquillos que desgarraron (Figura 4) presentaban altos contenidos en fósforo, elemento muy pernicioso en el acero pues le confiere fragilidad en frío. Este aspecto justifica el modo de rotura ocurrido en estos casquillos ante los movimientos de la estructura por los asentos de la cimentación.

También en los ensayos de flexión por choque se obtuvieron valores de energía absorbida muy heterogéneos (Tabla 2), si bien para el ambiente en el que se encuentra la obra la resiliencia del material resulta apropiada.

Por tanto, aunque de los resultados de los ensayos de Laboratorio se dedujo que las muestras eran bastante heterogéneas entre sí, con carácter general se pudo concluir que los aceros analizados no resultaban inadecuados para la tipología estructural de los edificios.

Tabla 2. Resultados del ensayo Charpy (J)

	V1	V2	V3	P1	P2	P3
20 °C	54,3	57,7	43,7	74,0	47,3	44,0
0 °C	37,0	38,7	8,3	58,3	51,0	19,0
-20 °C	25,3	45,3	9,3	12,7	13,3	12,3

4. Conclusiones

Con base en los resultados de las actividades de investigación llevadas a cabo se establecieron las siguientes conclusiones:

a) Los edificios objeto de este estudio presentaban daños asociados a movimientos significativos de su cimentación; movimientos que se habían estabilizado, e incluso parcialmente compensado, a raíz de los trabajos de tratamiento del terreno realizados.

Estos daños se presentaban de forma muy localizada en los edificios, afectando en mayor medida a los edificios “500” (finalmente demolido) y “700”; y en menor medida al “800” y al “900”. Los daños se atenuaban rápidamente tanto en planta como en altura, de manera que en cada edificio los daños se concentraban en las dependencias de las plantas inferiores adyacentes a las zonas donde se habían registrado los máximos asentos.

b) Al ser las estructuras de los edificios eminentemente isostáticas, las distorsiones ocurridas no habían modificado sustancialmente los esfuerzos de flexión y corte de la estructura horizontal; y por ende tampoco los esfuerzos que soportaban los pilares. Sin embargo, en algunos casos los giros inducidos en los nudos de las estructuras habían sido muy significativos, habiéndose podido comprometer la capacidad de rotación de los mismos.

En las inspecciones y ensayos en obra realizados para analizar este aspecto no se detectaron en general daños en estos nudos que pudieran estar asociados a los giros sufridos y que pudiesen comprometer la estabilidad de las estructuras. Sólo se detectó el desgarro de los casquillos de unión jácena-pilar en el pasillo de

conexión entre los edificios “500” y “800”, zona en la que se produjo una fuerte variación de los asientos del terreno. De hecho, el nivel de daños en el edificio “500” obligó a su demolición controlada, incluyendo el mencionado pasillo de conexión.

De los ensayos realizados sobre el material metálico de las estructuras se dedujo que se habían empleado productos fabricados con aceros muy heterogéneos entre sí. En todo caso las características mecánicas de los aceros no resultaban inadecuadas para la tipología estructural de los edificios.

Habida cuenta de estos aspectos, pudo establecerse que dichos movimientos, con la magnitud ocurrida hasta la fecha, no habían supuesto una variación inadmisibile en las condiciones de seguridad previas de las estructuras de los edificios “700”, “800” y “900” objeto de estudio.

c) En las inspecciones realizadas para este estudio se detectó que en la construcción de los edificios no se había materializado ningún sistema que garantizase un adecuado arriostramiento de los módulos estructurales entre juntas.

Dado que:

- se trata de estructuras eminentemente isostáticas,
- el material metálico constituyente tenía unas prestaciones suficientes para el uso de los elementos estructurales en el ambiente en el que se encuentran los edificios,
- los movimientos de cimentación no habían supuesto una modificación inadmisibile sobre los esfuerzos nominales que resistían las estructuras de los edificios que no se habían demolido, y que estaban estabilizados,

las recomendaciones de actuación se centraron en materializar un sistema de arriostramiento que garantizase una trayectoria clara de las fuerzas horizontales hasta la cimentación; mecanismo resistente actualmente

confiado a las particiones de albañilería que, de acuerdo a las comprobaciones realizadas, no resulta suficientemente eficaz.